

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de M'sila à partir du réservoir de Sidi Aissa..

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0003-19

APA Citation ( APA توثيق ):

Bouali, Soumia (2019). Etude du renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de M'sila à partir du réservoir de Sidi Aissa.[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-  
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**Etude du renforcement de l'alimentation en eau potable de  
la ville de M'sila à partir du réservoir de Sidi Aissa.**

**Présenté Par :**

**M<sup>elle</sup> BOUALI Soumia.**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> A. HACHEMI	M.C.B	Président
M <sup>r</sup> M.BOUKHELIFA	M.A.A	Membre
M <sup>me</sup> M.KAHLERRAS	M.C.B	Membre
M <sup>me</sup> L.TAFAT	M.A.A	Membre
M <sup>me</sup> F.DERNOUNI	M.A.A	Promotrice

juillet-2019

## Remerciements

*On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination. Ces cinq années d'étude m'ont permis de comprendre la signification de cette phrase toute simple.*

*Ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.*

*Merci à DIEU tout puissant de m'avoir donné la force et le courage de mener jusqu'à la fin ce travail. Et d'avoir illuminé mon chemin pour achever mes études.*

*Je tiens à remercier ma famille pour leurs conseils, leurs orientations et leurs suivi, toute au long de ma vie universitaire.*

*Je remercie vivement mon encadreur M<sup>me</sup> DERNOUNI Fouzia de m'avoir orienté et aidé à faire aboutir ce modeste travail. Veuillez trouver ici, l'expression de ma profonde gratitude et mon profond respect.*

*Je remercie également M<sup>r</sup> A.HACHEMI le président de Jury et les membres de Jury M<sup>r</sup> M.BOUKHELIFA, M<sup>me</sup> M.KAHLERRAS, M<sup>me</sup> L.TAFAT, qui ont bien voulu m'honorer par leur présence à fin d'évaluer mes efforts.*

*Mes remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

*J'exprime ma gratitude à toutes les personnes des différentes administrations qui ont accepté de répondre à mes questions avec gentillesse et à tous les organismes qui m'ont facilité l'accès aux différents services.*

*Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciement à tous mes proches et amies qui m'ont toujours soutenu et encouragé au cours de la réalisation de ce mémoire.*

*Tout travail de recherche n'est jamais totalement l'œuvre d'une seule personne, à cet effet, je tiens à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.*

**Merci à tous**

A decorative border of repeating floral motifs surrounds the text.

## Dédicace

*L'occasion tant attendue pour dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères en ce bas monde est enfin arrivée. Il s'agit de toutes ces personnes qui m'ont soutenu par leur présence permanente dans les moments difficiles et qui ont été le catalyseur de toute mon énergie et tous mes efforts ;*

***Je dédie ce travail :***

*À ma mère que Dieu bénisse son âme.*

*À mes parents pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis pour mes études, qu'ils trouvent ici tout le témoignage de ma reconnaissance et mon plus profond respect.*

*À celle la plus chère pour moi, maman, pour sa tendresse, son amour, son soutiens et ses encouragements que je garderai avec moi durant toute ma vie.*

*À mes très chères sœurs : Karima, Yasmine et Sarah.*

*À mes adorables nièce et neveu Maram et Younes.*

*À toute ma famille, à mes très chères tantes Aziza et Nadja qui m'ont toujours aidée et soutenu, à mon bien aimé oncle Abdeldjabar qui a toujours été là pour moi, à mes cousins et cousines.*

*À ma meilleure amie DRICI Karima, mes amies Madjda et Nessrine.*

*À tous mes enseignants qui m'ont éclairé sur ce chemin du savoir.*

*À mes collègues et amies de la graduation promotion 2019 et promotion 2018.*

*À ma famille pour ses sacrifices tout le long de ce travail ainsi qu'à tous ceux qui aiment le savoir et la connaissance.*

***Très sincèrement SOUMIA.***

## ملخص:

تتمثل هذه الدراسة في تقييم الموارد المائية الموجودة حاليا بمدينة المسيلة، وهذا بغرض مقارنتها بالاحتياجات المستقبلية.

وللتخفيف بسرعة من العجز المعتبر الذي تعرفه المدينة. يتمثل اقتراحنا في إعادة توجيه الماء الذي ينقل باتجاه سيدي عيسى من سد كوديات أسردون إلى مدينة المسيلة على خط يبلغ 81 كلم.

سنقوم أولا بتحديد أبعاد الانبوب الذي سيضمن لنا هذا النقل. ثم وضع وسيلة للحماية من الظاهرة الانتقالية (المطرقة المائية)، ونختتم دراستنا بتحديد منهجية إنجاز المشروع والوسائل المستخدمة لضمان التنفيذ السليم.

## Résumé :

La présente étude consiste à évaluer les potentialités hydrauliques de la ville de M'sila. Évaluation dont l'objectif principal est de confronter la ressource existante aux besoins actuels et futurs de cette dernière.

Pour pallier en urgence au déficit important que connaît la ville de M'sila, une proposition consisterait à réaffecter le débit transféré vers Sidi Aissa à partir du Barrage de Koudiat Acerdoune vers la ville de M'sila sur un linéaire de 81 Km.

Cette étude consiste d'abord à dimensionner le système d'adduction qui assurera ce transfert, étant donné que ce dernier est de type gravitaire, une protection des conduites contre un phénomène transitoire dit : coup de bélier été envisagé, pour enfin établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour garantir la bonne exécution du projet.

## Abstract:

The present study consists in assessing the hydraulic potential of the town of M'sila. The main objective is to compare the existing water resources with the population's current and future needs. To urgently address the significant deficit in M'sila City, a proposal would be to reallocate the flow transferred to Sidi Aissa from the Koudiat Acerdoune Dam to M'sila City on an 81 km linear. Accordingly, a water supply system will be dimensioned to ensure this transfer; since it is a gravitational type system a protection of the pipes against a transient phenomenon (water hammer) is also considered. Finally, a methodology is established for implementing the project and the means deployed to ensure proper execution.

## SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

### Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :.....	2
I.1.Description générale de la zone d'étude :.....	2
I.2.Situation topographique : .....	3
I.2.1.Relief:.....	3
I.3.Situation climatologique .....	3
I.3.1. Climatologie :.....	3
I.3.2. Pluviométrie :.....	3
I.3.3.Températures : .....	4
I.3.4.Vents: .....	4
I.4. Géologie: .....	4
I.5.Sismicité:.....	4
I.6.Situation démographique : .....	5
I.7.Situation hydraulique : .....	5
I.7.1. Sources souterraines :.....	5
I.7.2. Ouvrages de stockages :.....	7
Conclusion .....	8

### Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction :.....	9
II.1.Evolution de la population :.....	9
II.2.Catégories des besoins en eau potable :.....	9
II.3. Estimation des besoins :.....	10
II.3.1. Choix de la norme unitaire de la consommation :.....	10
II.3.2. Détermination de la consommation moyenne journalière :.....	10
II.4. Calcul des besoins en eau : .....	10
II.4.1.Agglomération :.....	10
II.4.2. Fuites et gaspillage :.....	14
II.5. Consommation en eau totale moyenne :.....	14
II.6. Variation de la consommation :.....	14
II.7. Etude des variations de la consommation:.....	14
II.7.1.La consommation maximale et minimale journalière : .....	14
II.7.2.Etude de la variation des débits horaires :.....	15
II.7.3.Balance de ressources en eau / les besoins pour l'horizon 2049 :.....	19

Conclusion : .....	19
--------------------	----

### **Chapitre III : Etude de l'adduction**

Introduction : .....	20
III.1.Types d'adduction: .....	20
III.1.1..Adduction gravitaire : .....	20
III.1.2..Adduction par refoulement : .....	20
III.1.3.Adduction mixte : .....	20
III.2.L'air dans les tuyauteries : .....	21
III.3. Choix du tracé: .....	21
III.4.Proposition de variantes des tracés : .....	21
III.5.Choix des matériaux de canalisation : .....	23
III.6.Calcul hydraulique : .....	25
III.6.1.Cas gravitaire : .....	25
III.7.Dimensionnement de l'adduction : .....	27
Conclusion : .....	33

### **Chapitre IV : Etude des réservoirs**

Introduction : .....	34
IV.1.Utilité et types de réservoirs : .....	34
IV.2.Emplacement géographique des réservoirs : .....	34
IV.3.Classification des réservoirs : .....	35
IV.4.Prescriptions générales applicables aux réservoirs: .....	35
IV.5.Choix du réservoir : .....	35
IV.6.Equipements du réservoir : .....	35
IV.6.1.Conduite d'arrivée ou d'alimentation : .....	35
IV.6.2.Conduite de départ ou de distribution : .....	36
IV.7.Capacité des réservoirs : .....	38
IV.7.1.Méthode analytique : .....	38
IV.7.2.Méthode graphique : .....	39
IV.8.Dimensionnement des réservoirs à l'horizon d'étude 2049 : .....	40
Conclusion : .....	41

### **Chapitre V : Protection des conduites contre le coup de bélier**

Introduction : .....	42
V.1.Protection des conduites contre le coup de bélier : [6].....	42
V.1.1.Définition : .....	42

V.1.2.Causes du coup de bélier : .....	42
V.1.3.Conséquences du coup de bélier : .....	42
V.1.4.Description des phénomènes physiques : .....	43
V.2.Moyens de protection contre le coup de bélier : .....	44
V.2.1.Vanne à fermeture lente : .....	45
V.2.2.Soupape de décharge : .....	45
V.2.3.Cheminée d'équilibre : .....	45
V.2.4.Volant d'inertie : .....	45
V.3.Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier : .....	45
Conclusion:.....	47

## **Chapitre IV : Accessoires et pièces spéciales de l'adduction**

Introduction : .....	48
IV.1.Accessoires : .....	48
IV.1.1.Robinets vannes : .....	48
IV.1.2.Les ventouses : .....	49
IV.2.Pièces spéciales : .....	50
IV.2.1.By-pass : .....	50
IV.2.2.Joints de raccordement : .....	51
IV.2.3.Organes de raccordement : .....	51
IV.2.4.Coude : .....	51
IV.2.5.Joints de démontage : .....	51
IV.2.6.Les cônes:.....	52
IV.2.7. Tés : .....	52
Conclusion : .....	53

## **Chapitre VII : Organisation de chantier**

Introduction : .....	54
VII.1.Différents travaux à entreprendre concernant l'adduction : .....	54
VII.1.1.Exécution des tranchées : .....	54
VII.1.2.Construction des regards: .....	54
VII.1.3.Pose du lit de sable : .....	54
VII.1.4.Pose des conduites : .....	54
VII.1.5.Epreuve de joint et de la canalisation : .....	55
VII.1.6.Remblayage des tranchées : .....	55
VII.1.7.Nivellement et compactage : .....	55
VII.2.Calcul des volumes des travaux de l'adduction : .....	56
VII.2.1.Largeur de la tranchée : .....	56

VII.2.2.Profondeur de la tranchée : .....	56
VII.2.3.Section de la tranchée: .....	57
VII.2.4.Volume de déblai : .....	57
VII.2.5. Volume du lit de sable : .....	57
VII.2.6.Remblayage des tranchées : .....	57
VII.2.7.Calcul du volume de remblai : .....	58
VII.3.Définitions des engins de terrassement utilisés : .....	58
VII.3.1.Pelleteuse (ou pelle hydraulique) : .....	59
VII.3.2.Chargeur : .....	59
VII.3.3.Les bulldozers (ou boteurs) : .....	60
VII.3.4.Compacteur (vibrateur de sol): .....	61
VII.4 Evaluation du projet : .....	61
VII.4.1.Devis estimatif et quantitatives des canalisations : .....	62
Conclusion : .....	63
Conclusion générale .....	64

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

<b>Tableau I-1:</b> Précipitations moyennes mensuelles.....	4
<b>Tableau I-2:</b> Températures moyennes mensuelle (°C) à MSILA .....	4
<b>Tableau I-3:</b> Répartition de la Population selon la Commune au 31/12/2017.....	5
<b>Tableau I-4:</b> production de la ville de m'sila à partir des champs captant existants. ....	6
<b>Tableau I-5:</b> Forages du Champ de Captage de Birine.....	7
<b>Tableau I-6:</b> les ouvrages de stockage en eau existants en 2015.....	7
<b>Tableau I-7:</b> les ouvrages de stockage en eau existants en 2015.....	7

### Chapitre II : Estimation des besoins en eau

<b>Tableau II-1:</b> Evolution de la population : .....	9
<b>Tableau II-2:</b> Détermination des besoins domestiques.....	11
<b>Tableau II-3:</b> Répartition éducatives par Cycle.....	11
<b>Tableau II-4:</b> centres de formation professionnelle.....	11
<b>Tableau II-5:</b> Effectifs des étudiants universitaires.....	11
<b>Tableau II-6:</b> œuvres universitaires.....	11
<b>Tableau II-7:</b> Répartition des crèches.....	11
<b>Tableau II-8:</b> Infrastructures de la protection sociale.....	11
<b>Tableau II-9:</b> Evaluation des besoins scolaires (2049).....	12
<b>Tableau II-10:</b> Répartition des Infrastructures Sanitaires.....	12
<b>Tableau II-11:</b> Structures et Cliniques Privées.....	12
<b>Tableau II-12:</b> Evaluation des besoins sanitaires (2049).....	12
<b>Tableau II-13:</b> consommations moyenne journalière socioculturelles et touristiques. ....	13
<b>Tableau II-14:</b> Evaluation des besoins industriels (2049).....	13
<b>Tableau II-15:</b> Evaluation des besoins administratifs.....	13
<b>Tableau II-16:</b> Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	14
<b>Tableau II-17:</b> Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville.....	15
<b>Tableau II-18:</b> Variation du coefficient $\beta_{max}$ .....	16
<b>Tableau II-19:</b> Variation du coefficient $\beta_{min}$ .....	16
<b>Tableau II-20:</b> Récapitulation des débits horaire.....	17
<b>Tableau II-21:</b> Répartition des débits horaires.....	17
<b>Tableau II-22 :</b> Balance de ressources en eau / les besoins .....	19

### Chapitre III : Etude de l'adduction

<b>Tableau III-1:</b> Les avantages et les inconvénients des différents types de matériaux.....	23
<b>Tableau III-2:</b> Comparaison du PRV et de PEHD pour le diamètre intérieur 700 mm – PN 16, PN20, PN 25.....	24
<b>Tableau III-3 :</b> Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types de tuyaux.....	26
<b>Tableau III-4:</b> Vérification des vitesses pour les diamètres normalisés :.....	27
<b>Tableau III-5:</b> Vérification des pertes de charge et la pression par les deux diamètres.....	28
<b>Tableau III-6:</b> Calcul hydraulique du lot 01 (Pk00-PK25) (PN16).....	29
<b>Tableau III-7:</b> Calcul hydraulique du lot 02 (Pk25-PK29') (PN20).....	30

<b>Tableau III-8:</b> Calcul hydraulique du lot 03 (Pk29'-PK44) (PN25). .....	30
<b>Tableau III-9:</b> Calcul hydraulique du lot 03 (Pk44-PK72) (PN25).....	31
<b>Tableau III-10:</b> Calcul hydraulique du lot 03 (P72-PK81) (PN25).....	32

**Chapitre IV :  
Etude des réservoirs**

<b>Tableau.IV.1 :</b> Calcul de la capacité de réservoir à l'horizon d'étude 2049.....	40
--	----

**Chapitre V :  
Protection des conduites contre le coup de bélier**

<b>Tableau V-1 :</b> Calcul de célérité d'onde de l'adduction gravitaire.....	46
---	----

**Chapitre VII :  
Organisation de chantier**

<b>Tableau VII-1:</b> calcul volume déblai .....	56
<b>Tableau VII-2:</b> calcul du volume de remblai.....	57
<b>Tableau VII-3:</b> Calcul des volumes pour l'adduction .....	57
<b>Tableau VII-4:</b> Devis estimatif et quantitatives de canalisation et de l'ouvrage de stockage	61

## LISTE DES FIGURES

### Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

<b>Figure I.1.</b> Situation Administratif de la wilaya de M'sila.....	2
<b>Figure I.2.</b> Plan d'orientation de la zone d'étude .....	3
<b>Figure I.3.</b> Carte de zonage sismique du territoire national – RPA99.....	5

### Chapitre II: Estimation des besoins en eau

<b>Figure II-1:</b> Évolution de la population .....	9
<b>Figure II-2:</b> Répartition des débits horaires de la ville de M'sila .....	18
<b>Figure II-3:</b> Courbe intégrale de la consommation horaire de la ville de M'sila.....	18

### Chapitre III : Etude de l'adduction

<b>Figure III-1:</b> Type d'adduction.....	20
<b>Figure III-2:</b> Schéma des tracés des deux variantes proposées .....	22
<b>Figure III-3:</b> Conduite en PRV. ....	24
<b>Figure III-4:</b> Schéma de l'adduction gravitaire .....	25

### Chapitre IV : Etude des réservoirs

<b>Figure IV-1:</b> Différentes points d'arrivée de la conduite d'apport [4].....	36
<b>Figure IV-2:</b> conduite de distribution[4] .....	36
<b>Figure IV-3:</b> conduite de trop-plein [4].....	37
<b>Figure IV-4:</b> conduite de vidange[4].....	37
<b>Figure IV-5:</b> conduite de by-pass [4] .....	38
<b>Figure IV-6:</b> Courbe d'apport et la courbe de consommation totale (en cas de fonctionnement 24 heures). ....	39

### Chapitre V : Protection des conduites contre le coup de bélier

<b>Figure V-1:</b> fermeture instantanée de la vanne .....	43
<b>Figure V-2:</b> Étapes d'un cycle de variation de pression.[7].....	44

### Chapitre VI : Accessoires et pièces spéciales de l'adduction

<b>Figure VI-1:</b> Vanne à opercule.....	49
<b>Figure VI-2:</b> Ventouses (d'après document Pont-à-Mousson). ....	50
<b>Figure VI-3:</b> Fonctionnement de la ventouse [9].....	50
<b>Figure VI-4:</b> Changement de direction pour le PRV. ....	51
<b>Figure VI-5:</b> Emplacement des coudes. ....	52
<b>Figure VI-6:</b> cônes. ....	52

### Chapitre VII : Organisation de chantier.

<b>Figure VII-1:</b> Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire.....	56
<b>Figure VII-2:</b> Pelle hydraulique [13] .....	59
<b>Figure VII-3:</b> Pelle hydraulique [13] .....	60
<b>Figure VII-4:</b> bulldozers .....	60
<b>Figure VII-5:</b> Compacteur .....	61

## Liste des planches

**Planche 01** : Tracé en plan de l'adduction.

**Planche 02** : Profil en long de PK00 à PK28.

**Planche 03** : Profil en long de PK28 à PK57.

**Planche 04** : Profil en long de PK57 à PK81

**Planche 05** : Détail des regards.

**Planche 06** : Détail des traversées des routes et des chaabas.

## Liste des annexes

**ANNEXE II.1:** La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.

**ANNEXE III.1:** Caractéristiques techniques des produits (Propriétés des tuyaux PRV).

# **INTRODUCTION GENERALE**

## Introduction générale

La Ville de M'sila connaît depuis plus d'une décennie une sécheresse persistante due à un déficit pluviométrique très important, ayant pour conséquence directe une baisse très sensible des apports en eaux superficielles qui sont à l'origine de la réalimentation des Nappes.

Cette baisse des apports superficiels, ajoutée à l'insuffisance des ouvrages de mobilisation tels que les barrages et retenues colinéaires ont eu pour conséquence directe le recours à l'exploitation intensive des ressources souterraines.

Dans le but donc de répondre aux besoins de la population en eau potable, nous avons commencé notre étude par une présentation de la zone d'étude et un recensement de tout ce dont elle dispose comme ressources, qui ont montré que la région est principalement alimentée à partir de la nappe du Hodna .Cette dernière est arrivée à un seuil d'exploitation critique puisque l'on observe des rabattements allant jusqu'à 52 mètres (rapport du A.N.R.H), par voie de conséquence une diminution dramatique des débits avec une qualité d'eau devenant médiocre.

Devant cette situation alarmante , des mesures urgentes doivent être prises pour sauvegarder l'avenir socio-économique de la ville et assurer en premier la satisfaction des besoins en eau domestiques et ce par la préservation des ressources souterraines et le retour vers les ressources superficielles qui reste la seule issue pour la satisfaction des besoins en eau de la ville .

L'estimation des besoins en eau à l'horizon d'étude 2049, nous conduira à déterminer le débit manquant qui doit être fourni

A ce titre il est indispensable de concrétiser et de réaliser le transfert d'alimentation en eau potable qu'on propose à partir du réservoir (2×5000 m<sup>3</sup>) situé à la ville de Sidi Aissa vers la zone d'étude.

Le dimensionnement de ce transfert sera notre objet d'étude, pour cela on procède par le choix du tracé, le choix du type de conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question, puis le dimensionnement des conduites en déterminant toutes leurs caractéristiques.

Afin de déterminer les volumes de stockage nécessaires et de vérifier si l'infrastructure de stockage existante suffira ou pas, on procèdera au calcul des ouvrages de stockage requis pour le projet.

Afin d'assurer la longévité de notre adduction, nous prévoyons une étude de protection de cette dernière avec l'installation de différents accessoires et pièces spéciales nécessaires.

La finalité de ce projet est l'estimation de son cout total suite à une bonne étude d'organisation de chantier.

**Chapitre -I-**  
**PRESENTATION DE LA ZONE**  
**D'ETUDE**

## I Présentation de la zone d'étude :

### Introduction:

Avant d'entamer les différentes étapes nécessaires à l'étude du projet, il convient de faire ressortir les caractéristiques propres à la ville de M'sila. Ces dernières sont présentées par les situations géographique, climatique, topographique, démographique, sismicité et hydraulique, car elles vont influencer la réalisation du projet.

### I.1 .Description générale de la zone d'étude :

La zone d'étude prend son départ à partir d'un piquage de la ville de Sidi Aissa. qui est situé au Nord-Ouest de la wilaya de M'sila sur l'axe reliant la ville de M'sila à Sidi Aissa, longeant la route Nationale N° 40 à 90 km du chef-lieu de wilaya.

La ville de M'sila est située à **260 Km** au Sud Est de la capitale, elle couvre une superficie d'environ **232Km<sup>2</sup>**.

La Wilaya de M'sila, dans ses limites actuelles, occupe une position privilégiée dans la partie centrale de l'Algérie du nord Dans son ensemble, elle fait partie de la région des Hauts Plateaux du Centre et s'étend sur une superficie de 18.175 km2.

Elle est limitée par:

- El Ach au Nord.
- Ouled Madhi au Sud.
- Ouled Mansour à l'Ouest.
- M'tarfa à l'Est.



**Figure I.1.** Situation géographique de la ville de M'sila

Source : Google Maps 2019

## I.2 .Situation topographique :

### I.2.1 . Relief:

Le territoire de la Wilaya constitue une zone charnière et de transition entre les deux grandes chaînes de montagnes que sont l'Atlas Tellien et l'Atlas Saharien.

La configuration géographique y est comme suit :

- Une zone de montagnes de part et d'autre du Chott El Hodna .
- Une zone centrale constituée essentiellement de plaines et de hautes plaines.
- Une zone de chotts et de dépression avec le Chott El Hodna au Centre.
- Une zone de dunes de sable éolien.



Figure I.2. Plan d'orientation de la zone d'étude.

Source : Google Maps 2019

## I.3 Situation climatologique

### I.3.1 . Climatologie :

Située en zone semi-aride notre zone d'étude est soumise à un régime climatique très sévère et complexe, elle constitue une zone de transition entre les zones à influence Méditerranéenne et celle du climat continental subtropical désertique.

### I.3.2 . Pluviométrie :

La pluviométrie annuelle varie entre 175 mm et 250 mm, et arrivent avec une irrégularité très importante.

**Tableau I-1:** Précipitations moyennes mensuelles.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
P(mm)	13.76	24.44	26.77	22.09	16.94	18.68	18.41	25.20	29.55	14.18	5.06	6.51	221.59

Source: l'Agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH) 2019.

### I.3.3 .Températures :

Les températures moyennes mensuelles enregistrées dans la station de la région de M'sila sont représentées dans le Tableau.

**Tableau I-2:** Températures moyennes mensuelle (°C) à MSILA

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
T°(c)	8.39	9.90	14.32	17.28	22.76	28.67	32.07	31.13	25.28	20.13	13.06	9.16

Source: ANRH 2019

La température moyenne annuelle est de 19.35°C. Les températures d'hiver sont de l'ordre de 6°C et montent à presque 33.9°C en été.

### I.3.4 .Vents:

Les vents dominants sont d'orientation Sud-Ouest dépassant le plus souvent les 50 km/h avec une fréquence de vent de sable.

## I.4 .Géologie:

La géologie du bassin du Chott El Hodna est assez complexe en raison de sa position au contact de l'Atlas Tellien et l'Atlas Saharien.

Les faciès des différentes formations présentent de fréquentes variations et l'on observe la superposition de plusieurs styles tectoniques.

Contrairement aux séries marines, les dépôts continentaux du quaternaire ne forment pas de niveaux continus, mais des lentilles conglomératiques, gréseuses ou sableuses.

La caractéristique la plus importante est l'influence prédominante des variations climatiques cycliques sur la nature des dépôts qui sont en relation avec leurs origines géologiques.

## I.5 .Sismicité:

D'après le document technique réglementaire, (DTR B.C.2.48) des Règles Parasismiques Algériennes (RPA de 1999/version 2003), notre zone se trouve dans **la zone (IIa)** ou l'activité sismique est moyenne. Par conséquent, les études du génie civil qui concernent les structures des ouvrages projetés doivent prendre en considération cette particularité.

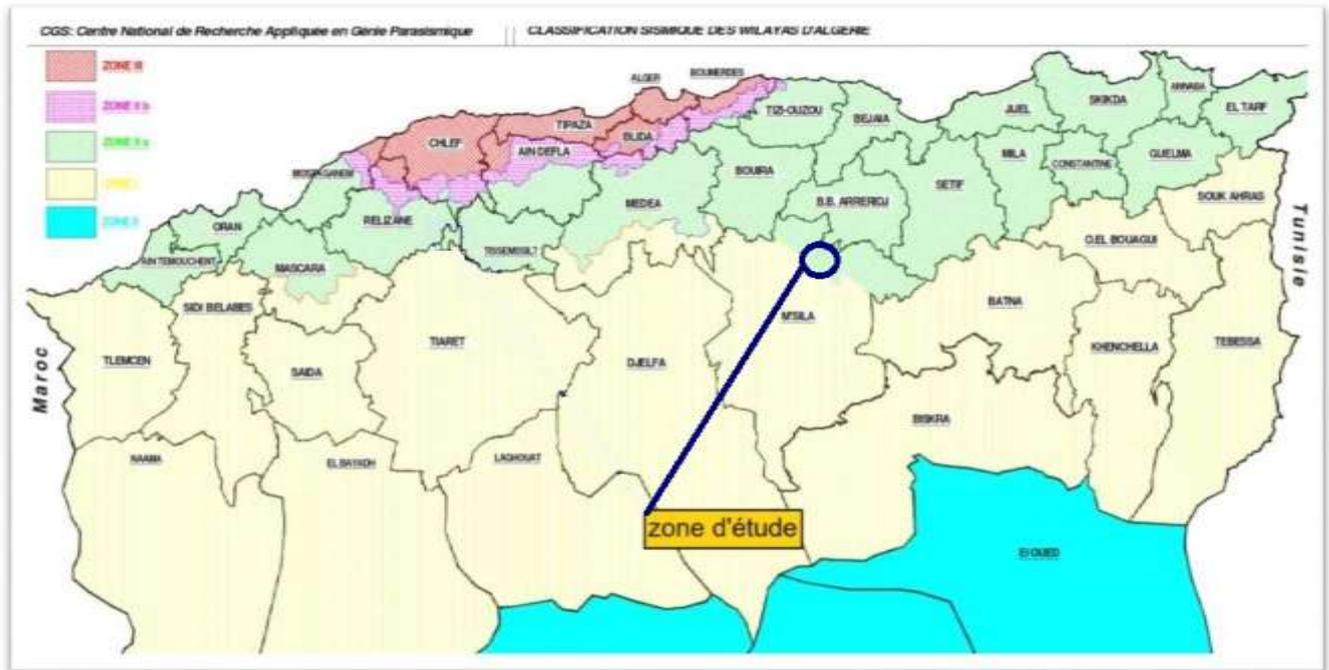


Figure I.3. Carte de zonage sismique du territoire national –RPA99

## I.6 .Situation démographique :

### Population :

D'après le recensement général de la population et l'habitat effectué en **2008**, la population de chef-lieu de la ville de M'sila s'élève à **P=161647** habitants qui s'est traduit par un taux d'accroissement de  $t = 1,90 \%$ . (d'après les données recueillies au niveau de l'APC)

## I.7 .Situation hydraulique :

La ville de M'sila est alimentée actuellement en eau potable à partir de la nappe du Hodna .Cette dernière est arrivée à un seuil d'exploitation critique puisque l'on observe des rabattements allant jusqu'à **52 mètres (rapport du A.N.R.H)**, par voie de conséquence une diminution dramatique des débits avec une qualité d'eau devenant médiocre.

### I.7.1 . Sources souterraines :

La Nappe du Hodna est actuellement à la limite de sa productivité, le seuil critique des 4258 L/s est largement dépassé (133 hm<sup>3</sup>/ an). Dans le souci de préserver la Nappe et de rester dans les limites des besoins socio-économiques de la ville (AEP, industrie, Agriculture), il est indispensable de s'orienter vers d'autres ressources en eau.

### Ressources en eau existantes en 2015 :

Les caractéristiques des différents forages et puits sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau I-3:** production de la ville de m'sila à partir des champs captant existants.

Champs captant	Forages	Débit fournis (m3/h)	Production moyenne M3/jour	Qualité de l'eau des forages
Khebab	F 256/168	30	650	Eau présentant un excès de sulfates (gout salé) et une dureté élevée Forages f 256, f11 bis, f06 bis
	F 257/168 bis	7	150	
	F 224/168	35	750	
	F08 bis	50	1100	
	F 05	35	750	
	F11 bis	60	1400	
	F 06 bis	40	850	
Sous total 01		292	<b>6400</b>	
Mezrir est 1	F 284/168	50	1100	Eau présentant un excès de sulfates (gout salé) et une dureté élevée Forages f 284, f 311 ,f 250 bis, f 268 bis, f 215
	F 311/168	55	1200	
	F 250/168 bis	50	1100	
	F 249/168 bis	65	1400	
	F 268/168 bis	55	1200	
	F 215/168	55	1200	
Sous total 02		330	<b>7200</b>	
Mezrir ouest 2	F 252/168	60	1400	Eau présentant un excès de sulfates Forages f 252, f 283 bis
	F 283/168 bis	50	1100	
Sous total 03		110	<b>2500</b>	
Guerfala	F 260/168 bis	43	950	Eau présentant un excès de sulfates Forages f 260 bis, f 252 bis
	F 255/168 bis	47	1050	
Sous total 04		90	<b>2000</b>	
Ghozel	F 236/168	45	1000	Eau présentant un excès de sulfates
Sous total 05		45	<b>1000</b>	
Boukhemissa	F 279/168	45	900	Eau présentant un excès de sulfates
Sous total 06		45	<b>900</b>	
Tarmount	F t01	54	850	Eau dur, sulfatée et gout désagréable Présence h2s (forage 03 - forage 04)
	F t02	36	850	
	F t03	60	1400	
	F t04	30	850	
Dokara	Dokara	15	250	
Sous total 07		195	<b>4200</b>	
total m'sila		1107	<b>24200</b>	

(Source: A.D.E) 2015

**Tableau I-4:** Forages du Champ de Captage de Birine.

Champs captant	Forages	Débit (m <sup>3</sup> /h)	Production moyenne M <sup>3</sup> /jour
Birine	B01	65	1400
	B01 bis	45	1000
	B03	82	1800
	B04	43	950
	B04 bis	83	1800
	B05	45	1000
	B06	45	1000
	B07	42	900
	B08	45	1000
	B09	45	1000
Boti sayeh	Boti sayeh	35	800
total birine		575	<b>12650</b>

Source : ADE 2015

D'où la production moyenne totale est de : **36850 M<sup>3</sup>/jour****I.7.2 . Ouvrages de stockages :****Tableau I-5:** les ouvrages de stockage en eau existants en 2015.

N°	Désignation de l'ouvrage	localisation et date de réalisation	capacité	Etat de l'ouvrage
Bâche de reprise (stp-st.reprise)				
1	R1000 m <sup>3</sup> semi-enterrée	Khabbab	1000	Mauvais-état
2	R2000 m <sup>3</sup> semi-enterrée	Mezrir i	2000	Bon-état
3	R500 m <sup>3</sup> semi-enterrée	Mezrir i	500	Mauvais-état
4	R500 m <sup>3</sup> semi-enterrée	Mezrir ii	500	Mauvais-état
5	R2000 m <sup>3</sup> semi-enterrée	Lougmane	2000	Bon-état
6	R 2000 m <sup>3</sup> semi-enterrée	Forestier	2000	Mauvais-état
7	R2x2000 m <sup>3</sup> semi-enterrée	Zone industriel	4000	Mauvais-état
8	R2500 m <sup>3</sup> semi-enterrée	Ichebilia	2500	Bon-état
Réservoirs (stockage)				
9	R2500 m <sup>3</sup> semi-enterré	Forestier	2500	Bon -état
10	R750 m <sup>3</sup> sur élevé	Forestier	750	Bon -état
11	R1000 m <sup>3</sup> semi-enterré	Forestier	1000	Bon -état
12	R2x3000 m <sup>3</sup> semi-enterré	Ouled slama	6000	Mauvais-état
13	R5000 m <sup>3</sup> semi-enterré	Ouled slama	5000	Bon -état
14	R750 m <sup>3</sup> sur élevé	Guerfala	750	Mauvais-état
15	R1000 m <sup>3</sup> semi-enterré	Boukhmissa	1000	Bon -état
16	R2x1000 m <sup>3</sup> semi-enterré	Draa el-hadja	2000	Bon -état
17	R2500 m <sup>3</sup> semi-enterré	Mouilha	2500	Bon -état
18	R4x2500 m <sup>3</sup> semi-enterré	Mouilha	10000	Bon -état
19	R2500 m <sup>3</sup> semi-enterré	Tarmount	2500	Bon -état
20	R500 m <sup>3</sup> sur élevé	Lachiakhe	500	Bon -état
Total			34500	

(Source: A.D.E) 2015

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, climatologie, démographie ainsi que la situation hydraulique actuelle. Qui nous a permis de constater que pour préserver les ressources souterraines du Hodna qui connaissent le seuil critique de réalimentation, la prise en charge de la mobilisation de ressources superficielles reste la seule issue pour la satisfaction des besoins en eau de la ville, ce qu'on va traiter dans le chapitre suivant .

**Chapitre -II-**  
**ESTIMATION DES BESOINS EN**  
**EAU**

**II . Estimation des besoins en eau:**

**Introduction :**

L’objectif de ce chapitre est d’estimer les besoins en eau de la zone d’étude en se basant sur la population et son taux d’accroissement ainsi que la norme de consommation et les différents équipements.

**II.1 .Evolution de la population :**

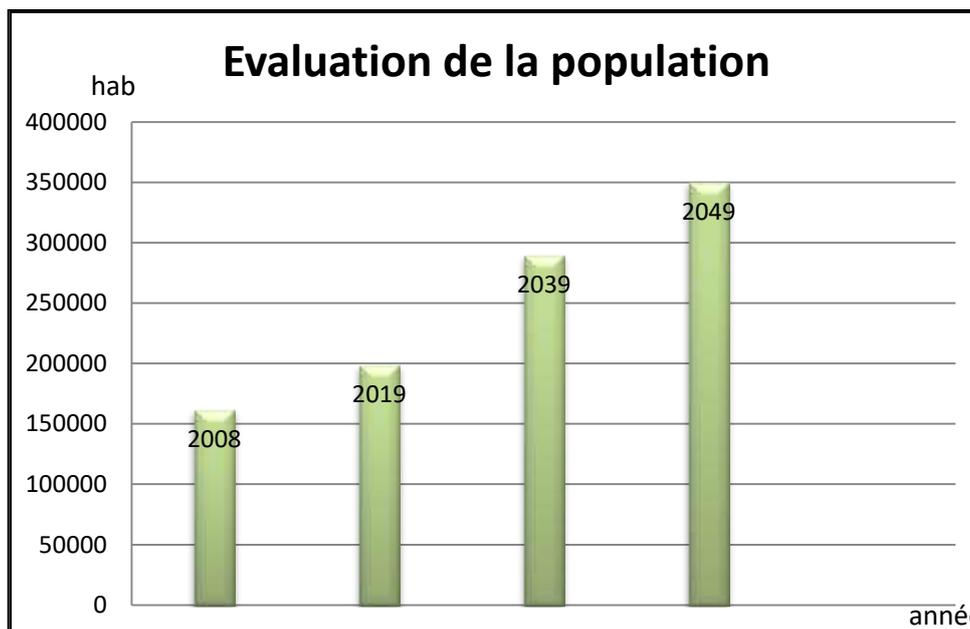
L’évolution démographique de la population est calculée par la formule des intérêts composés:

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \dots\dots\dots(II-1)$$

- P<sub>n</sub> : population à l’horizon de calcul (2049) ;
- P<sub>0</sub> : population de l’année de référence (2008) ;
- τ : taux d’accroissement naturel de la population; τ = **1.90** %. (Données de l’APC)
- n : nombre d’années séparant l’année de référence et l’horizon de calcul. n = 30 ans

**Tableau II-1:** Evolution de la population :

Années	2008	2019	2039	2049
Evolution de la population [Hab]	161647	198831	289713	<b>349711</b>



**Figure II-1:**Évolution de la population

**II.2 .Catégories des besoins en eau potable :**

La quantité d’eau potable à garantir est fonction des différents besoins :

➤ **Besoins domestique :**

On entend par besoins domestiques, l’utilisation de l’eau pour : la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l’arrosage des jardins familiaux ...etc. Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

➤ **Besoins publics :**

Ils comprennent l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

➤ **Besoins industriels :**

Les entreprises industrielles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

➤ **Besoins sanitaires :**

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

➤ **Besoins d'incendie :**

Ils concernent, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie. Cette quantité d'eau est stockée dans les réservoirs.

## II.3 . Estimation des besoins :

### II.3.1 . Choix de la norme unitaire de la consommation :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée, selon le type de consommateur, en litre par habitant et par 24 heures, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation. Elle dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville. L'existence de la ressource.
- Les habitudes de la population.

Dans le cas de notre étude, cette norme est fixée à **180** l/j /hab par les services de l'hydraulique.

### II.3.2 . Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier est donné par:

$$Q_{moyj} = \frac{N_i \times dot}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad \dots\dots\dots (\text{II-2})$$

$Q_{moyj}$  : Consommation moyenne journalière en  $\text{m}^3/\text{j}$ .

$N_i$  : Nombre de consommateurs de chaque catégorie [hab]

$dot$ : Norme moyenne journalière de consommation [l/j /hab]

## II.4 . Calcul des besoins en eau :

### II.4.1 . Agglomération :

#### II.4.1.1 . Besoins domestiques :

Le tableau II.2 détermine les besoins domestiques

**Tableau II-2:** Détermination des besoins domestiques.

Année	N <sup>bre</sup> d'habitants [hab]	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne journalière [m <sup>3</sup> /j]
2049	349711	180	<b>62947,98</b>

**II.4.1.2 . Besoins scolaires :****Tableau II-3:** Répartition éducatives par Cycle.

Communes m'sila	Cycle éducatif		
	Primaire	Cem	Lycée
Nbre écoles	73	24	12
Nbre classes	668	458	243
Nbre élèves	21541	14334	9618

Source : direction de la programmation et du suivi budgétaire (monographie de la wilaya de M'sila 2017)

- L'école de Formation en paramédicaux de M'sila.

**Tableau II-4:** centres de formation professionnelle.

Centre	Capacité accueil	Nbre stagiaires
I.N.S.F.P m'sila	400	593
CFPA m'sila	350	220
CFPA 03 m'sila	300	146
CFPA BIS m'sila	250	167
<b>TOTAL</b>	<b>1700</b>	<b>1539</b>

Source : direction de la programmation et du suivi budgétaire (monographie de la wilaya de M'sila 2017)

**Tableau II-5:** Effectifs des étudiants universitaires.

Nbre faculté	Nbre institut	Nbre étudiants
08	01	26372

Source : direction de la programmation et du suivi budgétaire (monographie de la wilaya de M'sila 2017)

**Tableau II-6:** œuvres universitaires.

Désignation	Nbre	Capacité
Résidences garçons	03	7700
Résidences filles	06	9082
Restaurants	09	1600
Restaurants centraux	02	800

Source : direction de la programmation et du suivi budgétaire (monographie de la wilaya de M'sila 2017)

**Tableau II-7:** Répartition des crèches

Communes	Nbres des crèches	Capacité en places
M'sila	19	860

Source : direction de la programmation et du suivi budgétaire (monographie de la wilaya de M'sila 2017)

**Tableau II-8:** Infrastructures de la protection sociale.

Centres / écoles	lieu	Capacité en place
Ecole jeunes sourds (EJS)	M'sila	100
Centre médico-pédagogique pour enfants inadaptés Montale	Cité Administ 126 logts –M'SILA	80
Ecole jeunes (EJA)	M'sila	120

Source : direction de la programmation et du suivi budgétaire (monographie de la wilaya de M'sila 2017)

**Tableau II-9:** Evaluation des besoins scolaires (2049).

Equipement	Unité	nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m <sup>3</sup> /j)
Ecole primaire	Elève	21541	10	215,41
CEM	Elève	14334	10	143,34
CFPA	stagiaire	1539	10	15,39
Lycée	Elève	9618	10	96,18
Crèche	Enfant	860	10	8,6
Université (Mohamed Boudiaf)	étudiant	26372	30	791,16
Résidence univers	étudiant	16782	30	503,46
Restaurants et foyers	étudiant	2400	50	120
Ecole jeunes sourds (EJS)	élève	100	10	1
Ecole jeunes (EJA)	élève	120	10	1,2
Totale				<b>1895,74</b>

(Dotations: photocopié cours d'AEP 2018)

**II.4.1.3 . Besoins sanitaires :****Tableau II-10:** Répartition des Infrastructures Sanitaires.

	hôpital	Centre santé	polyclinique	Salle de soin	maternité	pharmacie
Nbre	1	1	5	12	1	6
Lits-malades	309	70	300	600	120	-

Source : direction de la programmation et du suivi budgétaire (monographie de la wilaya de M'sila 2017)

**Tableau II-11:** Structures et Cliniques Privées.

Cliniques	Nbre de lits
Clinique El kalaa	46
Clinique El hodna	34

Source : direction de la programmation et du suivi budgétaire (monographie de la wilaya de M'sila 2017)

**Tableau II-12:** Evaluation des besoins sanitaires (2049).

Equipement	unité	nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m <sup>3</sup> /j)
Centre de santé	patient	70	30	2,1
Salle de soins	patient	600	30	18
Hôpital	lit	957	400	382,5
Polyclinique	patient	300	40	12
maternité	lit	120	300	36
Clinique El kalaa	lit	46	300	13,8
Clinique El hodna	lit	34	300	10,2
Totale				<b>474,6</b>

(Dotations: photocopié cours d'AEP 2018)

**II.4.1.4 . Besoins socioculturels :**

Les consommations socioculturelles et touristiques (selon les données d'A.D.E)

**Tableau II-13:** consommations moyenne journalière socioculturelles et touristiques.

Equipement	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Les hôtels	61
Autres services	310,75
Total	<b>371,75</b>

Source : les données d'A.D.E 2019

**II.4.1.5 . Besoins industriels :**

En plus du secteur agricole, la ville de M'sila possède des potentialités industrielles non négligeables.

Les plus importantes unités industrielles sont le complexe de toiles industrielles TNDAL la centrale thermique et le complexe METANOF, ERIAD, Hodna Lait (2000 M3) etc....

**Tableau II-14:** Evaluation des besoins industriels (2049).

Enterprise	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Zone industrielle (route de bousaada)	3280
Zone industrielle (draa el hadja)	1540
Total	<b>4820</b>

Source : les données d'A.D.E 2019

**II.4.1.6 . Besoins administratif :****Tableau II-15:** Evaluation des besoins administratifs.

Equipement	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
APC	1270
Centre transports	161
Centre CRT 01	0,20
Secteur militaire	5,45
Wilaya	28,52
Centre pénitencier	5,75
E.N.A.P SEG annexe de m'sila	96,70
Palais de justice	30,50
Diverses administrations	217,50
Total	<b>1815,6</b>

Source : les données d'A.D.E 2019

**II.4.2 . Fuites et gaspillage :**

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes. Elles se produisent en grande partie sur les branchements particuliers. La recherche des fuites est une opération délicate. Généralement elles dépendent de l'état de réseau.

On estime les fuites et le gaspillage à 10 % du débit moyen total (car l'adduction comporte moins d'accessoires qu'un réseau):

$$Q_{\text{fuite}} = 72325,67 \times 0,1 = \mathbf{7232,57 \text{ m}^3/\text{j}}$$

## II.5 . Consommation en eau totale moyenne :

Les besoins totaux en eaux de M'SILA à l'horizon d'étude (2049) sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau II-16:** Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.

Catégorie des besoins	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Besoins domestiques	62947,98
Besoins administratifs	1815,6
Besoins scolaires	1895,74
Besoins sanitaires	474,6
Besoins industriels	4820
Besoins socioculturelles et touristique	371,75
Fuite et gaspillage	7232,57
TOTAL	<b>79558,24</b>

## II.6 . Variation de la consommation :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération.
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

## II.7 . Etude des variations de la consommation:

Avant tout projet, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement.

La consommation en eau potable n'est pas constante et sa variation présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum K<sub>max,j</sub> et minimum K<sub>min,j</sub>.

### II.7.1 .La consommation maximale et minimale journalière :

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée dans l'année où la consommation est maximale, de même il existe une journée où la consommation est minimale.

Par rapport à la consommation moyenne journalière calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne, Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par K<sub>maxj</sub> (il tient compte la variation de consommation)

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne, ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et notée K<sub>minj</sub>.

Ces débits sont donnés par les formules (II.3) et (II.4) :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} \times K_{maxjj} \text{ (m}^3\text{/j) .....(II.3)}$$

$$Q_{minj} = Q_{moyj} \times K_{minj} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots(\text{II.4})$$

Avec :

Q moy j : débit moyen journalier (m3/j).

Q max j : débit maximum journalier (m3/j).

Q min j : débit minimum journalier (m3/j).

K max j : varie entre 1.1 à 1.3

Dans notre cas nous prenons **K max j = 1,1**

K min j : varie entre 0,7 à 0,9

Dans notre cas nous prenons **K min j = 0,8**

Le tableau II.9 représente la variation des besoins en eau journalière de la ville.

**Tableau II-17:** Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville.

Catégorie des besoins	Qmoy,j(m3/j)	Kmax,j	Qmax,j(m3/j)	Kmin,j	Qmin,j(m3/j)
Total	79558,24	1,1	87 514,06	0,8	63646,592

**II.7.2 Etude de la variation des débits horaires :**

**II.7.2.1 . Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est obtenu en considérant la consommation de la journée la plus chargée (Qmaxj) divisé par 24 heures.

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{maxj}}{24} \dots\dots\dots(\text{II.5})$$

$$Q_{moyh} = \frac{87\ 514,06}{24} = 3646,42 \text{ m}^3\text{/h (à l'horizon 2049)}.$$

**II.7.2.2 . Débits maximum et minimum horaires :**

Ces débits sont utilisés dans les différents calculs du réseau de distribution. Ces derniers sont calculés par la méthode graphique ou par les formules.

**II.7.2.2.1 .calculs les débits maximum et minimum horaires par des formules :**

**1- Débits maximum horaire :**

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{maxh} = Q_{moyh} \times K_{maxh} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots(\text{II.6})$$

Q<sub>max h</sub> : débit max horaire.

Q<sub>moyh</sub> : débit moyen horaire.

K<sub>maxh</sub> : coefficient d'irrégularité maximum horaire

**Coefficient d'irrégularité maximum horaire (K<sub>maxh</sub>):**

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. Il tient compte l'accroissement de la population, le degré de confort et du régime de travail de l'industrie, le développement sanitaire et aussi l'aménagement des bâtiments. Ce coefficient est de l'ordre 1.4 à 1.7 pour les agglomérations à caractère domestique et de l'ordre 1.2 à 1.7 pour les agglomérations où l'alimentation se fait par les bornes fontaines publiques .Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α<sub>max</sub> et β<sub>max</sub> ; tel que :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots(\text{II.7})$$

Avec :

$\alpha_{max}$  : coefficient tenant compte du développement industriel (l'importance de l'agglomération) et les habitudes de la population, il varie de 1.2 à 1.4, dans notre cas on prend  $\alpha_{max} = 1.3$ .

$\beta_{max}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population (selon le nombre des habitants).

Le tableau II. 18 donne la variation en fonction du nombre d'habitants :

**Tableau II-18:** Variation du coefficient  $\beta_{max}$

Population $10^3$	1	1,5	2,5	4	6	10	20	>50
$\beta_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

(cours d'AEP 2018)

2- **Débits minimum horaire :** Il est déterminé par la relation (II.8) :

$$Q_{minh} = Q_{moyh} \times K_{minh} \quad (m^3/h) \dots\dots\dots(II.8)$$

$Q_{minh}$  : débit min horaire.

$Q_{moyh}$  : débit moyen horaire.

$K_{maxh}$  : coefficient d'irrégularité minimum horaire.

**Coefficient d'irrégularité minimum horaire ( $K_{minh}$ ):**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant une sous consommation :

$$K_{minh} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots\dots\dots(II.9)$$

Avec :

$\alpha_{min}$  : il tient compte du développement industriel (l'importance de l'agglomération) et les habitudes de la population. Il varie de 0.4 à 0.6, dans notre cas on prend  $\alpha_{min} = 0.5$ .

$\beta_{min}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population (selon le nombre de des habitants).

Le tableau II.19 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants :

**Tableau II-19:** Variation du coefficient  $\beta_{min}$

Population $10^3$	1	1,5	2,5	4	6	10	20	>50
$\beta_{min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

(Cours d'AEP 2018)

D'après le nombre de la population des centres ruraux qui est égale à 526088 habitants, les valeurs de  $\beta_{max}$  et  $\beta_{min}$  correspondantes sont :

$\beta_{max} = 1.15.$                        $\beta_{min} = 0,6.$

Donc :

$K_{max.h} = 1.3 \times 1.15 = 1.495.$

$K_{min.h} = 0.5 \times 0,6 = 0,3.$

**Tableau II-20:** Récapitulation des débits horaire.

La ville	$Q_{moy, h}$ [m3/h]	$K_{min, h}$	$Q_{min, h}$ [m3/h]	$K_{max, h}$	$Q_{max, h}$ [m3/h]
M'sila	3646,42	0,3	1093,93	1,495	5451,397

**II.7.2.2.2 .Etude de la variation des débits horaires (méthode graphique):**

Le débit horaire demandé pour chaque type de consommateur est donnée par la formule (II.10):

$$Q_h = \frac{P(\%) \times Q_{\max j}}{100} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \dots\dots\dots (\text{II.10})$$

Avec :

$Q_h$  : débit horaire nécessaire.

$P(\%)$  : pourcentage horaire.

**Tableau II-21:**Répartition des débits horaires.

Horizon 2049				
Heures	Agglomération		Le débit cumulé	
	$Q_{\max,j}=87\,514,06 \text{ m}^3/\text{j}$			
(h)	(%)	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0-1	3,35	2932	3,35	2931,72
1-2	3,25	2844	6,6	5775,93
2-3	3,3	2888	9,9	8663,89
3-4	3,2	<b>2800</b>	13,1	11464,34
4-5	3,25	2844	16,35	14308,55
5-6	3,4	2975	19,75	17284,03
6-7	3,85	3369	23,6	20653,32
7-8	4,45	3894	28,05	24547,69
8-9	5,2	<b>4551</b>	33,25	29098,42
9-10	5,05	4419	38,3	33517,88
10-11	4,85	4244	43,15	37762,32
11-12	4,6	4026	47,75	41787,96
12-13	4,6	4026	52,35	45813,61
13-14	4,55	3982	56,9	49795,50
14-15	4,75	4157	61,65	53952,42
15-16	4,7	4113	66,35	58065,58
16-17	4,65	4069	71	62134,98
17-18	4,35	3807	75,35	65941,84
18-19	4,4	3851	79,75	69792,46
19-20	4,3	3763	84,05	73555,57
20-21	4,3	3763	88,35	77318,67
21-22	4,2	3676	92,55	80994,26
22-23	3,75	3282	96,3	84276,04
23-24	3,7	3238	100	<b>87514,06</b>
Total	100	<b>87514,06</b>		

(Variation de la consommation horaire : Voir annexe II.1)

D'après **Tableau II.21** de Récapitulatif des besoins moyens horaires, la valeur maximale du débit horaire (débit de la pointe) et sa valeur minimale à l'horizon 2049 sont égale à :

$$Q_{\max h} = 4551 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q_{minh} = 2800 \text{ m}^3/\text{h}$$

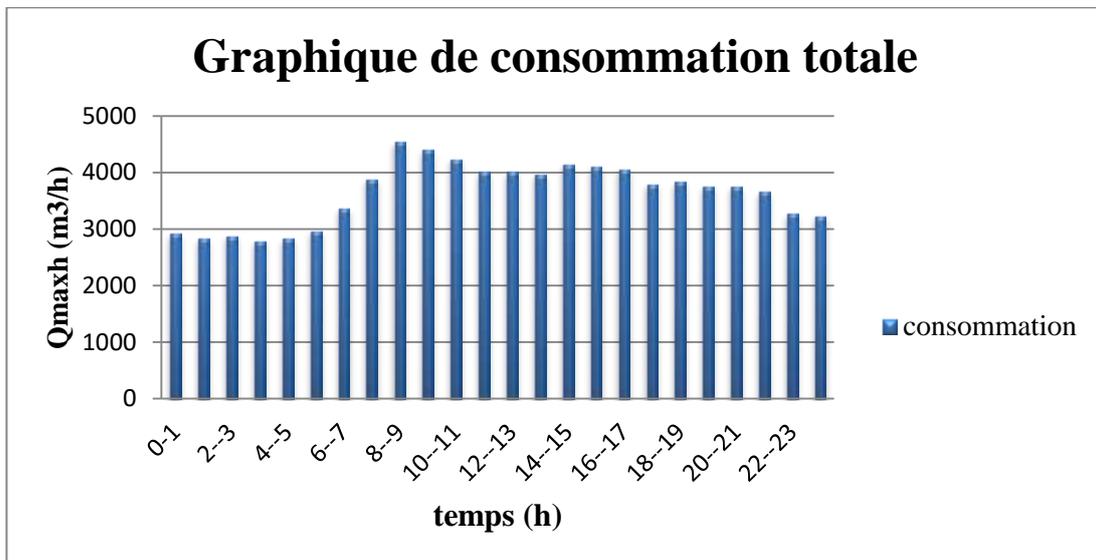


Figure II-2: Répartition des débits horaires de la ville de M'sila

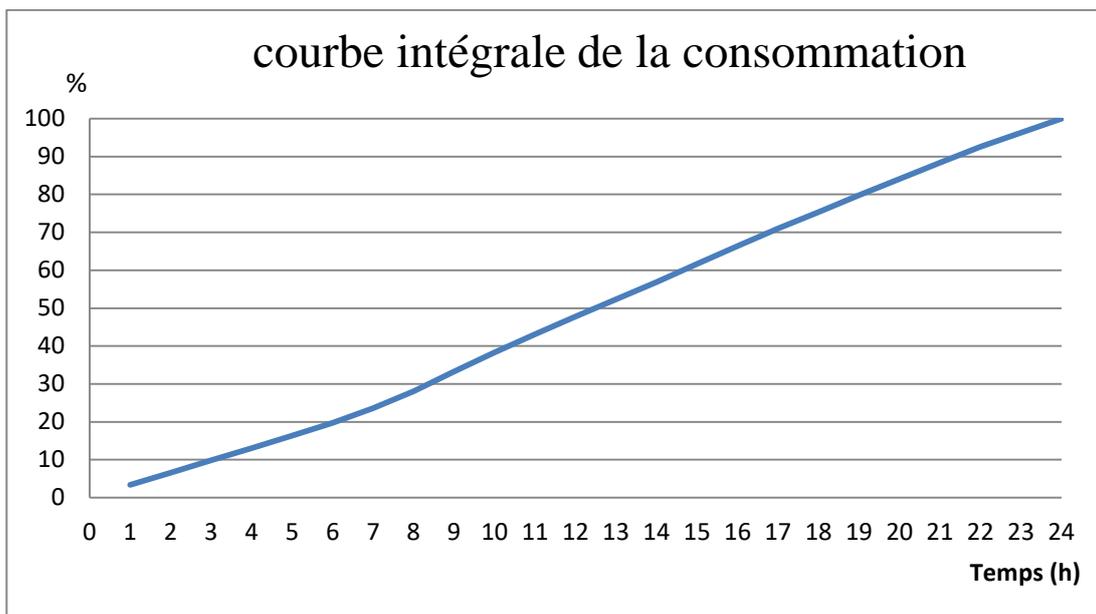


Figure II-3: Courbe intégrale de la consommation horaire de la ville de M'sila

### II.7.3 .Balance de ressources en eau / les besoins pour l'horizon 2049 :

Après calcul de la consommation maximale journalière. Il est nécessaire de vérifier à ce que nos sources vont satisfaire la demande de notre agglomération dans le temps. Nous allons déterminer la balance des ressources en eau par rapport aux besoins.

**Tableau II-22** : Balance de ressources en eau / les besoins (à l'horizon 2049)

Désignation	2049
Les besoins journaliers (m <sup>3</sup> /j)	87514,06
Ressources disponibles (m <sup>3</sup> /j)	36850
Déficit (m <sup>3</sup> /j)	50664,06
Déficit (l/s)	586,39

**Conclusion :**

A travers ce chapitre, nous avons procédé à une estimation rapprochée des différentes catégories de consommateurs rencontrés dans notre agglomération ainsi que les besoins en eau potable qui leurs correspondent.

Afin de subvenir aux besoins en matière d'alimentation en eau potable de la ville de M'sila cités dans le **Tableau.II.22**, il est indispensable de concrétiser et réaliser le transfert d'alimentation en eau potable qu'on propose à partir du réservoir (2×5000 m<sup>3</sup>) situé à la ville de Sidi Aissa. Le dimensionnement de ce transfert fera l'objet d'étude du prochain chapitre.

**Chapitre - III-**  
**ETUDE DE L'ADDUCTION**

### III Etude de l'adduction : Introduction

L'adduction consiste en un transport des eaux d'un point de captage ou de stockage vers un autre point. Suivant la nature du relief de la zone en question, le dimensionnement de l'adduction peut se faire par refoulement ou par voie gravitaire.

#### III.1 Types d'adduction:

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

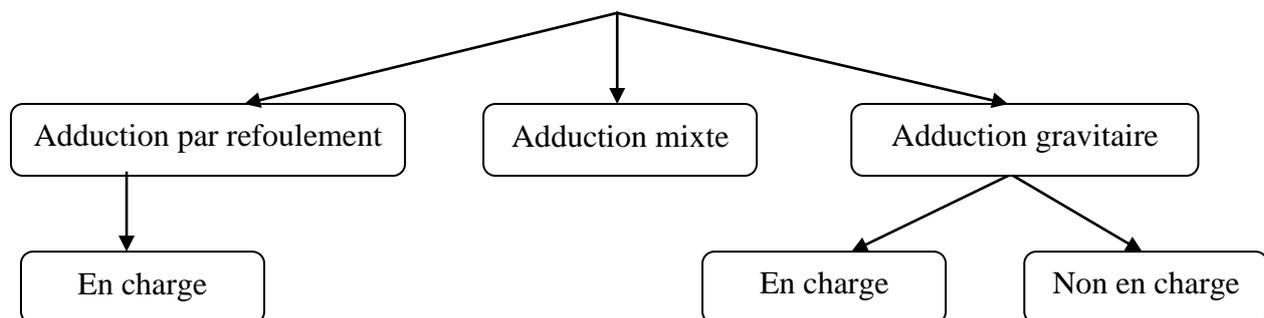


Figure III-1: Type d'adduction.

##### III.1.1 .Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous l'action la pente, (absence de contre pente importante).

##### III.1.2 .Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement l'écoulement se fait par pompage. Dans ce cas la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

##### III.1.3 .Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Et pour ces trois cas on a le facteur topographie qui rentre en jeu. Ce dernier nous oblige à placer certains accessoires :

- Ventouse aux points hauts du tracé pour l'évacuation de l'air.
- Vidange aux points bas.
- Vanne de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite.

Savoir comment fonctionne une adduction permet d'éviter :

- Des dysfonctionnements (fontaine non alimentée),
- Les dégâts (surpression, dépressions...),
- L'entrée de polluants par fonctionnement en dépression,
- L'obstruction de l'adduction par sédimentation ou par bouchon d'air,
- Des coûts exagérés.

En vue de dimensionner cette conduite d'adduction nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

### III.2 L'air dans les tuyauteries :

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Le profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas. Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- localiser les points hauts,
- installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- Il est recommandé d'éviter des tracés mous, donc créer quelques points hauts afin de pouvoir placer l'organe de dégazage.

### III.3 . Choix du tracé:

D'une manière générale, le tracé de l'adduction doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible et posséder un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- Éviter la multiplication d'ouvrages coûteux ou fragiles (traversées de rivière, route, chemin de fer etc....).
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
  - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
  - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

### III.4 Proposition de variantes des tracés :

L'adduction relie deux réservoirs existants :

- le premier est situé à sidi Aissa ( $2 \times 5000 \text{m}^3$ ) d'une cote 695 m
- le deuxième situé à m'sila de cote 538 m, qui reçoit déjà les eaux du champ de captage de Birine.

#### Variante N°01 :

Le tracé de 81 Km commence en passant par oued Remila vers la route nationale N°8 et oued targua, jusqu'à son arrivée à deux crêtes de côtes (621m et 613m) puis continue gravitairement sur un terrain vague à droite de la route nationale N°60, ensuite on longe le réseau de gazoduc de longueur 35 km, jusqu'à la cote de 462 m.

Par la suite, on traverse oued legliabe jusqu'à atteindre la station thermique de DRAA ELHDJA, puis suivant la ligne électrique de la haute tension (HT) jusqu'au réservoir d'arrivée à M'sila.

**Variante N°02 :**

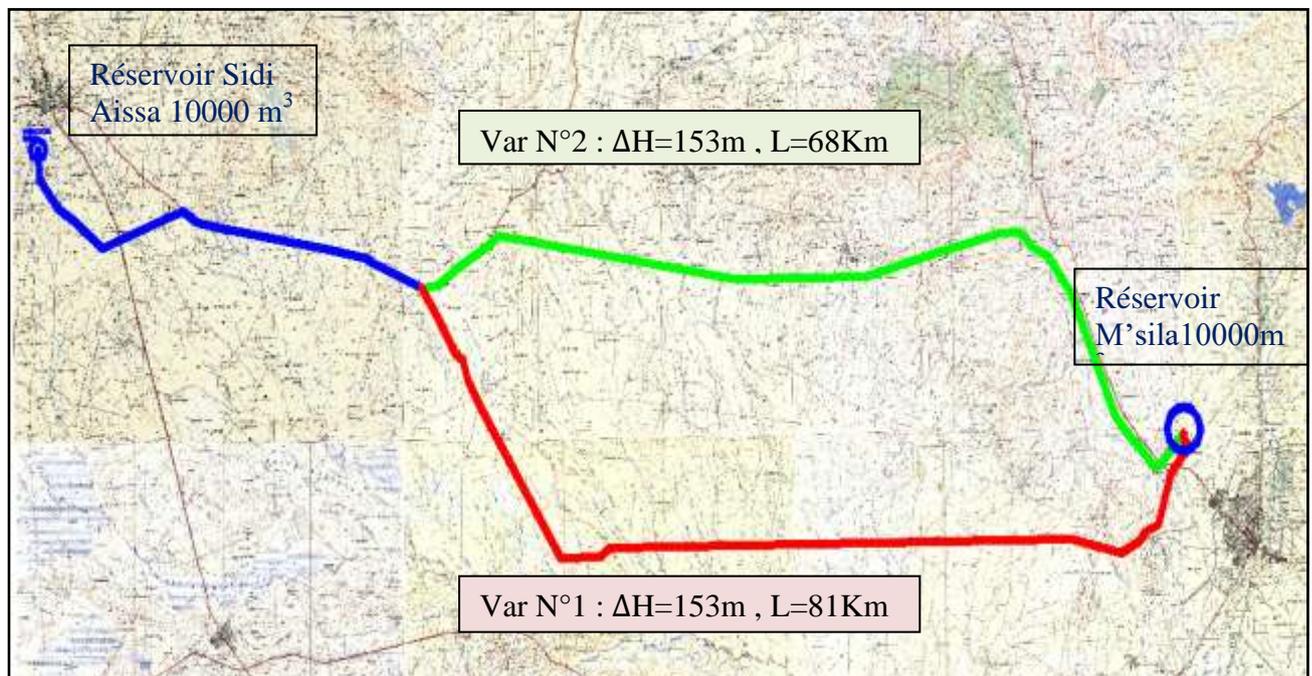
Le tracé ayant un linéaire de 68 Km traverse la route nationale 8 et oued bled djenane puis longe la nationale 60. A partir de Dayet Larbi (ouled sidi touati), un autre tracé est pris et passe par la crête de cote de 625 m jusqu'à la crête de Tarmount de cote 621 m, ensuite jusqu'à la cote de 632 (El Radafa). Par la suite, le tracé suit ceux du gazoduc et de la ligne électrique vers Lougmane (589 m). Finalement on rejoint la route nationale 60, en traversant les oueds de Mouilha et El Aroua, pour changer de direction suivant une autre ligne électrique HT jusqu'au réservoir de M'sila

**Analyse selon l'aspect technique et choix de variante :**

Les deux variantes contiennent deux réservoirs de capacité 10000 m<sup>3</sup>, la première variante N°1, soit une hauteur d'élévation entre eux d'environ 160m, où l'eau s'écoule d'une manière gravitaire ainsi que cette variante élimine plusieurs obstacles et assure l'alimentation de réservoir d'arrivée sans projeter des stations de pompage.

Par contre la variante N°2 contient de nombreux obstacles et le tracé passe par des crêtes (contre-pente), où on a trouvé que la charge disponible est inférieure aux pertes de charge calculées, donc la nécessité de projeter des stations de pompage afin d'assurer que l'eau atteigne le réservoir d'arrivée de M'sila, qui aura un impact direct sur le coût de la réalisation du projet, ainsi que cette deuxième variante traverse beaucoup de routes, oueds et chaabas et des autres réseaux tels que les gazoducs, assainissements ... etc.

Après cette brève analyse, la variante retenue est la **variante N°1**.



**Figure III-2:** Schéma des tracés des deux variantes proposées

### III.5 .Choix des matériaux de canalisation :

Le choix du matériau des conduites représente une option fondamentale du projet, il dépend de plusieurs critères.

✓ **Sur le plan technique**, il dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions exigées et à la résistance des charges mobiles, résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et de mise en service.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

✓ **Sur le plan économique**, il dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport.
- De leur disponibilité sur le marché local (production locale).

**Tableau III-1:** Les avantages et les inconvénients des différents types de matériaux. [15]

Désignation	Avantages	Inconvénients
<b>Fonte</b>	Résistance aux chocs extérieurs. Montage aisé de pièces spéciales. Résiste à de fortes pressions.	Instable en terrain accidenté. Matériau importé. Exige des butées en béton.
<b>PRV</b>	Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage. Résiste à de fortes pressions. Existant en gros diamètres. Production nationale. Longue durée de vie. (usine située dans wilaya de msila)	conditions de pose sont laborieuses. Interventions délicate en cas d'avarie lors de l'exploitation. Disponibilité à savoir.
<b>PEHD</b>	Conduite flexible. Bonne élasticité. Coefficient de rugosité très faible. Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage. Raccordement aisé. Production nationale.	Difficulté dans le montage de pièces spéciales (vannes et ventouses). Indisponibilité dans les grands diamètres. Coût très élevé pour les $\varnothing > \text{à } 315\text{mm}$ .
<b>Acier</b>	Résistance aux chocs extérieurs. Montage aisé des pièces spéciales. Résiste à de fortes pressions. Production nationale.	Risque important de corrosion (protection cathodique). Faible élasticité.

**Tableau III-2:** Comparaison du PRV et de PEHD pour le diamètre intérieur 700 mm – PN 16, PN20, PN 25.

N°	Spécificité technique	PRV	PEHD
01	pression	De 04 à 25 bars	De 04 à 20 bars
02	Diamètre	700 mm	Gamme inexistante (limite au diamètre intérieure 490 mm)
03	Assemblage	Durée d'assemblage 25 unités de 12 ml par jour par (emboitement ou par manchon)	Durée d'assemblage 04 unités de 12 ml par jour (par électro fusion)
04	Temps d'assemblage	05 minutes	02 heures
05	Pois des tuyaux	Leger	Lourd
06	prix	Diamètre intérieure 700 mm DN 700 mm PN 16 = 16.900.00 DA en HT DN 700 mm PN 20 = 18.500.00 DA en HT DN 700 mm PN 25 = 19.900.00 DA en HT	Diamètre intérieure 490 mm DN 630 mm(Ext) PN16=23.712,00 DA en HT DN 630 mm(Ext) PN20=28.552,29 DA en HT DN 630 mm(Extérieure) PN 25 (inexistant)

Selon cette comparaison faite par l'ADE, nous déduisons que des conduites en PRV seront les plus adéquates dans la projection de notre adduction.

**Figure III-3:** Conduite en PRV.

### III.6 Calcul hydraulique :

#### III.6.1 Cas gravitaire :

Dans le cas d'un système gravitaire en charge, le diamètre le plus avantageux de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible et du débit d'eau demandé. Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste acceptable.

Une faible vitesse favorisera les dépôts dans la conduite, qui peuvent être parfois très difficiles à évacuer, et l'air s'acheminera difficilement vers les points hauts.

D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation : Augmentation de la valeur du coup de bélier, risque de cavitation et nuisances sonores et enfin risque important de fuites.

La détermination du diamètre le plus avantageux sera comme suit :

Connaissant les côtes des plans d'eau des points de départ et de point d'arrivée  $Cp1$  et  $Cp2$ .  
En appliquant l'équation de la charge totale au point de départ, nous aurons :

$$Cp1 = Z1$$

En appliquant l'équation de la charge totale au point d'arriver, nous aurons :

$$Cp2 = Z2$$

Et :

$$\Delta H_d = Z1 - Z2 = Cp1 - Cp2$$

Avec :

$\Delta H_d$  : représente la charge disponible, tel que :  $Cp1 > Cp2$  ;

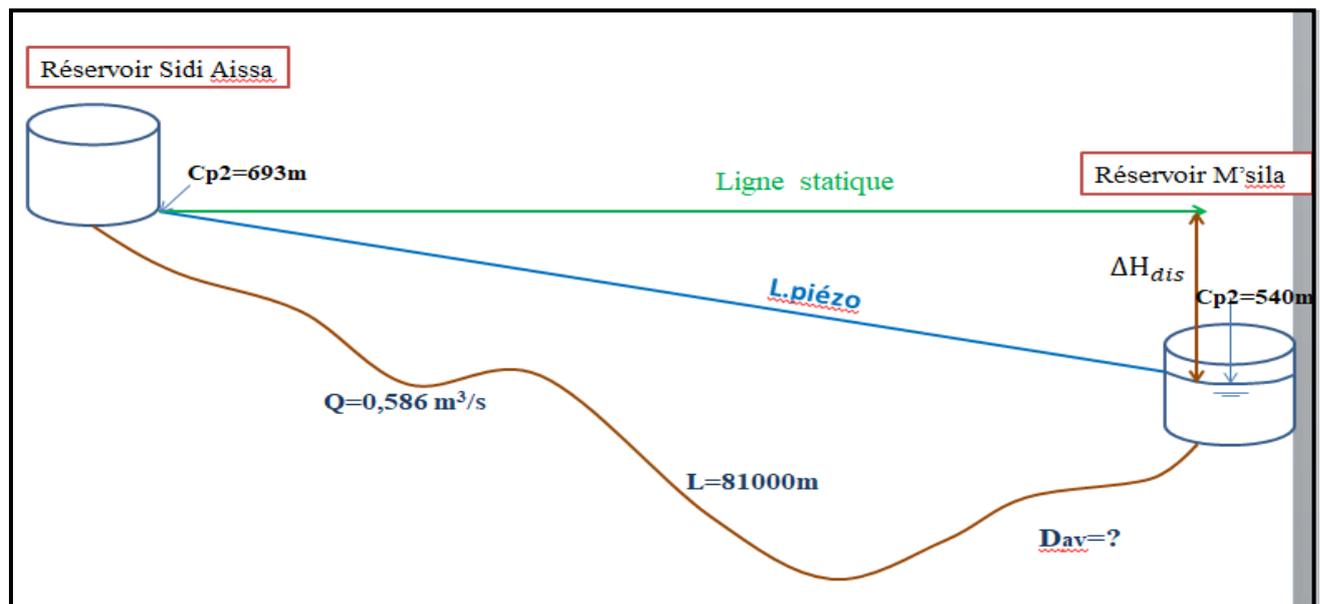


Figure III-4: Schéma de l'adduction gravitaire

Pour pouvoir calculer le diamètre avantageux il faudra accepter une hypothèse qui dit que nous devons supposer que la charge disponible soit égale à la perte de charge.

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{\lambda \times L \times V^2}{D \times 2g} \quad , \quad \text{en introduisant la formule de continuité : } Q = V \times S \quad , \quad \text{on obtient :}$$

$$\Delta H_t = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi \times D^5} \quad (\text{III-1})$$

$\lambda$  : Coefficient de frottement linéaire,  $p$  qui est obtenu par la formules suivante :

- Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \times \text{Ln} \left( \frac{\varepsilon}{D} \right)]^{-2} \quad (\text{III-2})$$

Avec :

$\varepsilon$  : Rugosité de la conduite en (mm), dans notre cas  $\varepsilon = 0.029$  mm. [15] (voir annexe III.1)

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de perte de charge :

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_{eq} \times Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III-3})$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ; (0,586  $\text{m}^3/\text{s}$  voir chapitre II)

$D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

$K'$  : Coefficient de perte de charge;

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau ;

$L_{eq}$ : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_{eq} = L_g + L_{c\varepsilon} \quad (\text{III-4})$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ; (81)

$L_{c\varepsilon}$  : Longueur équivalente due aux pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 \times \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 \times L_g = 1,15 \times 81 = 93,15 \text{ km}$$

$\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).

Nous pourrions déduire donc le diamètre calculé avantageux de la conduite gravitaire qui est :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot L_{eq} \cdot Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{III-5})$$

Selon le type de matériau les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont donnés dans le tableau III.3.

**Tableau III-3** : Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types de tuyaux.

Tuyau	$K'$	$m$	$\beta$
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

**III.7 Dimensionnement de l'adduction :**

On calcul :

$$\Delta Hd = CR1 - Ctp2 = 693 - 540 = 153m.$$

$\Delta H_d$  : La charge disponible qui est égale à la dénivelée entre la côte du réservoir de Sidi Aissa et la côte de trop plein du réservoir de M'sila.

Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta Ht}} = \sqrt[4,772]{\frac{0,001052 \times 93150 \times 0,586^2}{\Delta Ht}} = 0,728m.$$

Donc on prend :  $700 < D_{av} < 800$  mm

On doit opter pour une adduction à deux conduites en série.

Détermination des longueurs pour chaque diamètre :

On assimilant la perte de charge totale à la charge disponible, on suppose que :

$$\Delta Hd = \Delta Ht = \Delta H1 + \Delta H2 = \frac{K' \times L_1 \times Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' \times L_2 \times Q^\beta}{D_2^m}$$

Avec :  $L_1 + L_2 = L_{eq}$  ;  $D_1 = 800$  mm et  $D_2 = 700$  mm ;

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus :

$$\begin{cases} 0,001052 \times 0,586^2 \times \left( \frac{L_1}{0,8^{4,772}} + \frac{L_2}{0,7^{4,772}} \right) = 153m \\ L_1 + L_2 = 93150 m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_1 = 33820,43 m \\ L_2 = 59329,57 m \end{cases}$$

$$\text{D'autre part on a: } \begin{cases} L_{g1} = \frac{33820,43}{1,15} = 29409m. \\ L_{g2} = \frac{59329,57}{1,15} = 51591m. \end{cases}$$

Pour des raisons techniques, il est préférable de commencer par la conduite ayant le diamètre le plus grand.

**Tableau III-4:** Vérification des vitesses pour les diamètres normalisés :

Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)
0.586	0.700	0,385	1,522
0.586	0.800	0,502	1,167

On remarque que les deux diamètres donnent des bonnes vitesses d'écoulement.

**Tableau III-5:** Vérification des pertes de charge et la pression par les deux diamètres.

D (m)	S (m <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	ε (mm)	L (m)	λ	ΔHL	ΔHT	Cote amont (m)	Cote aval (m)	ΔH Disp (m)	Pression (m)	Cote Piézométrique d'arrivée (m)
<b>0,8</b>	0,50	0,586	<b>1,17</b>	0,029	29409	0,01013421	25,83	29,71	693,00	533,43	159,57	129,86	663,29
<b>0,7</b>	0,38	0,586	<b>1,52</b>	0,029	51591	0,01037265	90,43	104,00	533,43	540,00	153,00	19,29	559,29

Le calcul hydraulique de notre adduction est résumé dans les tableaux **Tableau III.6, Tableau III.7, Tableau III.8, Tableau III.9** et **Tableau III.10**

**Tableau III-6:** Calcul hydraulique du lot 01 (Pk00-PK25) (PN16).

Tronçon		Long (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Cot <sub>amont</sub> (m)	Cote <sub>avale</sub> (m)	$\Delta H_{disp}$ (m)	Pression (m)	Cote Piezo
<b>PN16</b>														
PK00	PK01	1000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	0,88	1,01	693,00	639,26	51,74	50,73	689,99
PK01	PK02	2000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	1,76	2,02	639,26	622,31	68,69	66,67	688,98
PK02	PK03	3000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	2,64	3,03	622,31	609,09	81,91	78,88	687,97
PK03	PK04	4000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	3,51	4,04	609,09	604,95	86,05	82,01	686,96
PK04	PK05	5000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	4,39	5,05	604,95	603,15	87,85	82,80	685,95
PK05	PK06	6000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	5,27	6,06	603,15	606,86	84,14	78,08	684,94
PK06	PK07	7000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	6,15	7,07	606,86	612,61	78,39	71,32	683,93
PK07	PK08	8000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	7,03	8,08	612,61	601,67	89,33	81,25	682,92
PK08	PK09	9000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	7,91	9,09	601,67	605,67	85,33	76,23	681,91
PK09	PK10	10000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	8,78	10,10	605,67	605,19	85,81	75,71	680,90
PK10	PK11	11000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	9,66	11,11	605,19	610,54	80,46	69,35	679,89
PK11	PK12	12000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	10,54	12,12	610,54	605,11	85,89	73,77	678,88
PK12	PK13	13000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	11,42	13,13	605,11	594,90	96,10	82,97	677,87
PK13	PK14	14000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	12,30	14,14	594,90	590,60	100,40	86,26	676,86
PK14	PK15	15000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	13,18	15,15	590,60	583,86	107,14	91,98	675,85
PK15	PK16	16000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	14,05	16,16	583,86	579,39	111,61	95,45	674,84
PK16	PK17	17000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	14,93	17,17	579,39	577,17	113,83	96,66	673,83
PK17	PK18	18000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	15,81	18,18	577,17	572,76	118,24	100,06	672,82
PK18	PK19	19000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	16,69	19,19	572,76	575,99	115,01	95,82	671,81
PK19	PK20	20000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	17,57	20,20	575,99	583,53	107,47	87,27	670,80
PK20	PK21	21000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	18,45	21,21	583,53	580,42	110,58	89,37	669,79
PK21	PK22	22000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	19,33	22,22	580,42	587,18	103,82	81,59	668,78
PK22	PK23	23000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	20,20	23,23	587,18	585,76	105,24	82,00	667,77
PK23	PK24	24000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	21,08	24,24	585,76	577,14	113,86	89,62	666,76
PK24	PK25	25000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	21,96	25,25	577,14	562,58	128,42	103,17	665,75

**Tableau III-7:** Calcul hydraulique du lot 02 (Pk25-PK29') (PN20).

Tronçon		Long (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Cot <sub>amont</sub> (m)	Cote <sub>avale</sub> (m)	$\Delta H_{disp}$ (m)	Pression (m)	Cote Piezo
<b>PN20</b>														
PK25	PK26	26000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	22,84	26,26	562,58	551,80	139,20	112,94	664,74
PK26	PK27	27000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	23,72	27,27	551,80	545,85	145,15	117,87	663,73
PK27	PK28	28000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	24,60	28,28	545,85	540,26	150,74	122,46	662,72
PK28	PK29	29000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	25,47	29,29	540,26	533,76	157,24	127,94	661,71
PK29	PK29'	29409	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	25,83	29,71	533,76	530,02	160,98	131,27	661,29

**Tableau III-8:** Calcul hydraulique du lot 03 (Pk29'-PK44) (PN25).

Tronçon		Long (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Cot <sub>amont</sub> (m)	Cote <sub>avale</sub> (m)	$\Delta H_{disp}$ (m)	Pression (m)	Cote Piezo
<b>PN25</b>														
PK29'	PK30	30000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	26,87	30,90	530,02	525,49	165,51	134,61	660,10
PK30	PK31	31000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	28,62	32,92	525,49	519,41	171,59	138,68	658,08
PK31	PK32	32000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	30,37	34,93	519,41	513,41	177,59	142,66	656,07
PK32	PK33	33000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	32,13	36,95	513,41	510,51	180,49	143,54	654,05
PK33	PK34	34000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	33,88	38,96	510,51	504,67	186,33	147,37	652,04
PK34	PK35	35000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	35,63	40,98	504,67	500,59	190,41	149,44	650,02
PK35	PK36	36000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	37,39	42,99	500,59	496,70	194,30	151,31	648,01
PK36	PK37	37000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	39,14	45,01	496,70	492,42	198,58	153,57	645,99
PK37	PK38	38000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	40,89	47,03	492,42	487,91	203,09	156,07	643,97
PK38	PK39	39000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	42,65	49,04	487,91	484,31	206,69	157,65	641,96
PK39	PK40	40000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	44,40	51,06	484,31	482,30	208,70	157,64	639,94
PK40	PK41	41000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	46,15	53,07	482,30	480,15	210,85	157,77	637,93
PK41	PK42	42000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	47,90	55,09	480,15	479,46	211,54	156,45	635,91
PK42	PK43	43000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	49,66	57,11	479,46	475,34	215,66	158,55	633,89
PK43	PK44	44000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	51,41	59,12	475,34	474,71	216,29	157,17	631,88

**Tableau III-9:** Calcul hydraulique du lot 03 (Pk44-PK72) (PN25).

PK44	PK45	45000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	53,16	61,14	474,71	473,67	217,33	156,20	629,86
PK45	PK46	46000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	54,92	63,15	473,67	471,71	219,29	156,14	627,85
PK46	PK47	47000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	56,67	65,17	471,71	470,86	220,14	154,97	625,83
PK47	PK48	48000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	58,42	67,18	470,86	470,55	220,45	153,27	623,82
PK48	PK49	49000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	60,17	69,20	470,55	470,20	220,80	151,60	621,80
PK49	PK50	50000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	61,93	71,22	470,20	470,75	220,25	149,03	619,78
PK50	PK51	51000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	63,68	73,23	470,75	470,31	220,69	147,45	617,77
PK51	PK52	52000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	65,43	75,25	470,31	469,31	221,69	146,45	615,75
PK52	PK53	53000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	67,19	77,26	469,31	467,63	223,37	146,11	613,74
PK53	PK54	54000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	68,94	79,28	467,63	465,05	225,95	146,67	611,72
PK54	PK55	55000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	70,69	81,30	465,05	464,67	226,33	145,03	609,70
PK55	PK56	56000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	72,44	83,31	464,67	464,59	226,41	143,10	607,69
PK56	PK57	57000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	74,20	85,33	464,59	464,45	226,55	141,22	605,67
PK57	PK58	58000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	75,95	87,34	464,45	463,69	227,31	139,97	603,66
PK58	PK59	59000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	77,70	89,36	463,69	466,54	224,46	135,10	601,64
PK59	PK60	60000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	79,46	91,37	466,54	468,66	222,34	130,97	599,63
PK60	PK61	61000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	81,21	93,39	468,66	470,58	220,42	127,02	597,61
PK61	PK62	62000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	82,96	95,41	470,58	470,07	220,93	125,52	595,59
PK62	PK63	63000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	84,71	97,42	470,07	468,74	222,26	124,84	593,58
PK63	PK64	64000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	86,47	99,44	468,74	471,79	219,21	119,77	591,56
PK64	PK65	65000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	88,22	101,45	471,79	470,77	220,23	118,78	589,55
PK65	PK66	66000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	89,97	103,47	470,77	467,74	223,26	119,79	587,53
PK66	PK67	67000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	91,73	105,49	467,74	472,27	218,73	113,25	585,51
PK67	PK68	68000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	93,48	107,50	472,27	480,87	210,13	102,62	583,50
PK68	PK69	69000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	95,23	109,52	480,87	487,33	203,67	94,16	581,48
PK69	PK70	70000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	96,99	111,53	487,33	491,34	199,66	88,13	579,47
PK70	PK71	71000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	98,74	113,55	491,34	485,02	205,98	92,43	577,45
PK71	PK72	72000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	100,49	115,56	485,02	483,98	207,02	91,45	575,44

**Tableau III-10:** Calcul hydraulique du lot 03 (P72-PK81) (PN25).

PK72	PK73	73000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	102,24	117,58	483,98	476,70	214,30	96,72	573,42
PK73	PK74	74000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	104,00	119,60	476,70	480,53	210,47	90,87	571,40
PK74	PK75	75000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	105,75	121,61	480,53	492,33	198,67	77,05	569,39
PK75	PK76	76000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	107,50	123,63	492,33	492,67	198,33	74,71	567,37
PK76	PK77	77000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	109,26	125,64	492,67	499,61	191,39	65,75	565,36
PK77	PK78	78000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	111,01	127,66	499,61	502,87	188,13	60,47	563,34
PK78	PK79	79000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	112,76	129,68	502,87	514,86	176,14	46,46	561,32
PK79	PK80	80000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	114,51	131,69	514,86	537,20	153,80	22,11	559,31
PK80	PK81	81000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	116,27	133,71	537,20	538,69	152,31	18,60	557,29

**Interprétation des tableaux :**

Lors du calcul hydraulique de notre adduction, on a remarqué que certains tronçons ont présentés des valeurs de pression statique remarquable due au profil topographique de notre adduction. Pour remédier à ça on a prévu comme solution le changement de la classe de la conduite (changement de PN : épaisseur supérieure). Le calcul été fait chaque kilomètre afin de décider progressivement quand est ce qu'il est nécessaire de changer la classe de la conduite tout en prenant en considération l'état de fonctionnement de la conduite à l'horizon d'étude.

**Conclusion :**

Après une étude détaillée, nous avons décidé de prendre en considération la variante dans laquelle le pompage peut être évité. Cependant, et pour un bon fonctionnement du réseau on a été amené à changer la classe de la conduite pour répondre aux besoins de pressions parfois élevées.

**Chapitre - IV -  
ETUDE DES RESERVOIRS**

### III Etude de l'adduction : Introduction

L'adduction consiste en un transport des eaux d'un point de captage ou de stockage vers un autre point. Suivant la nature du relief de la zone en question, le dimensionnement de l'adduction peut se faire par refoulement ou par voie gravitaire.

#### III.1 Types d'adduction:

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

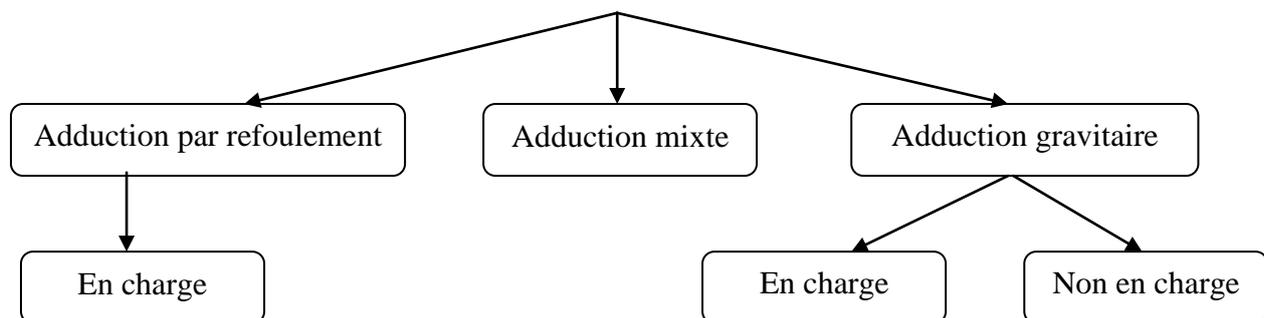


Figure III-1: Type d'adduction.

##### III.1.1 .Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous l'action la pente, (absence de contre pente importante).

##### III.1.2 .Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement l'écoulement se fait par pompage. Dans ce cas la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

##### III.1.3 .Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Et pour ces trois cas on a le facteur topographie qui rentre en jeu. Ce dernier nous oblige à placer certains accessoires :

- Ventouse aux points hauts du tracé pour l'évacuation de l'air.
- Vidange aux points bas.
- Vanne de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite.

Savoir comment fonctionne une adduction permet d'éviter :

- Des dysfonctionnements (fontaine non alimentée),
- Les dégâts (surpression, dépressions...),
- L'entrée de polluants par fonctionnement en dépression,
- L'obstruction de l'adduction par sédimentation ou par bouchon d'air,
- Des coûts exagérés.

En vue de dimensionner cette conduite d'adduction nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

### III.2 L'air dans les tuyauteries :

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Le profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas. Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- localiser les points hauts,
- installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- Il est recommandé d'éviter des tracés mous, donc créer quelques points hauts afin de pouvoir placer l'organe de dégazage.

### III.3 . Choix du tracé:

D'une manière générale, le tracé de l'adduction doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible et posséder un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- Éviter la multiplication d'ouvrages coûteux ou fragiles (traversées de rivière, route, chemin de fer etc....).
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
  - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
  - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

### III.4 Proposition de variantes des tracés :

L'adduction relie deux réservoirs existants :

- le premier est situé à sidi Aissa ( $2 \times 5000 \text{m}^3$ ) d'une cote 695 m
- le deuxième situé à m'sila de cote 538 m, qui reçoit déjà les eaux du champ de captage de Birine.

#### Variante N°01 :

Le tracé de 81 Km commence en passant par oued Remila vers la route nationale N°8 et oued targua, jusqu'à son arrivée à deux crêtes de côtes (621m et 613m) puis continue gravitairement sur un terrain vague à droite de la route nationale N°60, ensuite on longe le réseau de gazoduc de longueur 35 km, jusqu'à la cote de 462 m.

Par la suite, on traverse oued legliabe jusqu'à atteindre la station thermique de DRAA ELHDJA, puis suivant la ligne électrique de la haute tension (HT) jusqu'au réservoir d'arrivée à M'sila.

**Variante N°02 :**

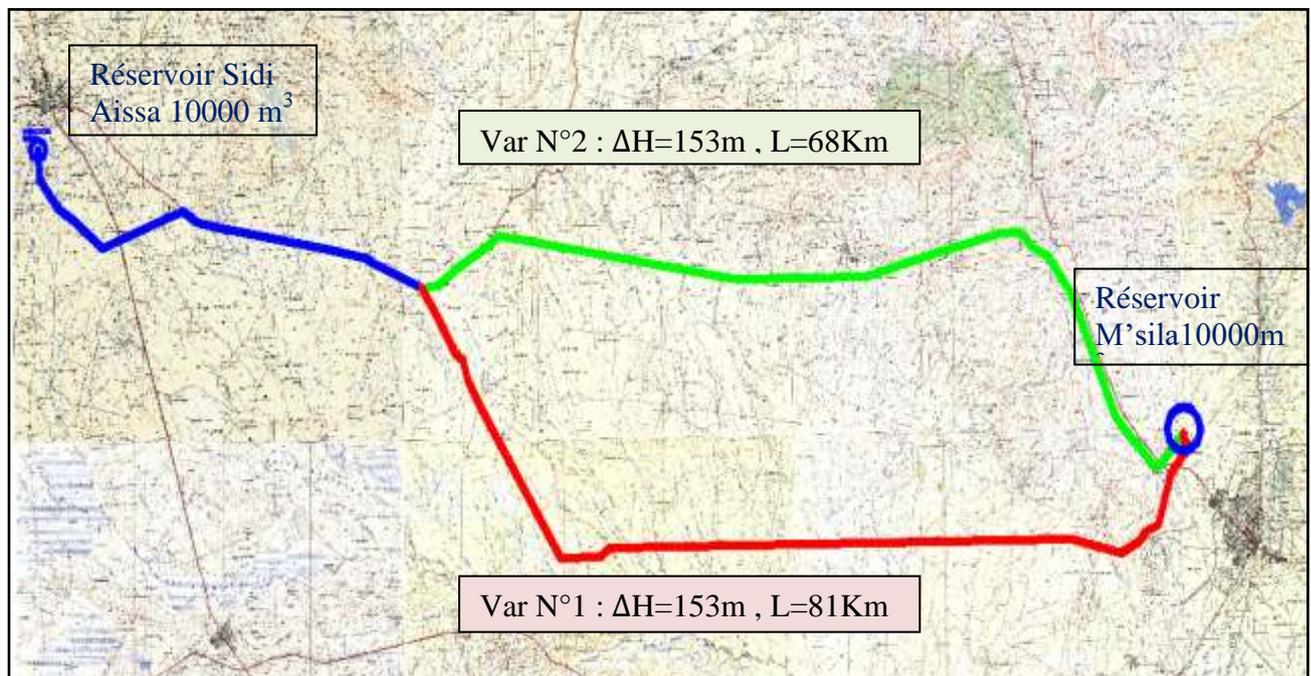
Le tracé ayant un linéaire de 68 Km traverse la route nationale 8 et oued bled djenane puis longe la nationale 60. A partir de Dayet Larbi (ouled sidi touati), un autre tracé est pris et passe par la crête de cote de 625 m jusqu'à la crête de Tarmount de cote 621 m, ensuite jusqu'à la cote de 632 (El Radafa). Par la suite, le tracé suit ceux du gazoduc et de la ligne électrique vers Lougmane (589 m). Finalement on rejoint la route nationale 60, en traversant les oueds de Mouilha et El Aroua, pour changer de direction suivant une autre ligne électrique HT jusqu'au réservoir de M'sila

**Analyse selon l'aspect technique et choix de variante :**

Les deux variantes contiennent deux réservoirs de capacité 10000 m<sup>3</sup>, la première variante N°1, soit une hauteur d'élévation entre eux d'environ 160m, où l'eau s'écoule d'une manière gravitaire ainsi que cette variante élimine plusieurs obstacles et assure l'alimentation de réservoir d'arrivée sans projeter des stations de pompage.

Par contre la variante N°2 contient de nombreux obstacles et le tracé passe par des crêtes (contre-pente), où on a trouvé que la charge disponible est inférieure aux pertes de charge calculées, donc la nécessité de projeter des stations de pompage afin d'assurer que l'eau atteigne le réservoir d'arrivée de M'sila, qui aura un impact direct sur le coût de la réalisation du projet, ainsi que cette deuxième variante traverse beaucoup de routes, oueds et chaabas et des autres réseaux tels que les gazoducs, assainissements ... etc.

Après cette brève analyse, la variante retenue est la **variante N°1**.



**Figure III-2:** Schéma des tracés des deux variantes proposées

### III.5 .Choix des matériaux de canalisation :

Le choix du matériau des conduites représente une option fondamentale du projet, il dépend de plusieurs critères.

✓ **Sur le plan technique**, il dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions exigées et à la résistance des charges mobiles, résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et de mise en service.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

✓ **Sur le plan économique**, il dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport.
- De leur disponibilité sur le marché local (production locale).

**Tableau III-1:** Les avantages et les inconvénients des différents types de matériaux. [15]

Désignation	Avantages	Inconvénients
<b>Fonte</b>	Résistance aux chocs extérieurs. Montage aisé de pièces spéciales. Résiste à de fortes pressions.	Instable en terrain accidenté. Matériau importé. Exige des butées en béton.
<b>PRV</b>	Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage. Résiste à de fortes pressions. Existant en gros diamètres. Production nationale. Longue durée de vie. (usine située dans wilaya de msila)	conditions de pose sont laborieuses. Interventions délicate en cas d'avarie lors de l'exploitation. Disponibilité à savoir.
<b>PEHD</b>	Conduite flexible. Bonne élasticité. Coefficient de rugosité très faible. Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage. Raccordement aisé. Production nationale.	Difficulté dans le montage de pièces spéciales (vannes et ventouses). Indisponibilité dans les grands diamètres. Coût très élevé pour les Ø > à 315mm.
<b>Acier</b>	Résistance aux chocs extérieurs. Montage aisé des pièces spéciales. Résiste à de fortes pressions. Production nationale.	Risque important de corrosion (protection cathodique). Faible élasticité.

**Tableau III-2:** Comparaison du PRV et de PEHD pour le diamètre intérieur 700 mm – PN 16, PN20, PN 25.

N°	Spécificité technique	PRV	PEHD
01	pression	De 04 à 25 bars	De 04 à 20 bars
02	Diamètre	700 mm	Gamme inexistante (limite au diamètre intérieure 490 mm)
03	Assemblage	Durée d'assemblage 25 unités de 12 ml par jour par (emboitement ou par manchon)	Durée d'assemblage 04 unités de 12 ml par jour (par électro fusion)
04	Temps d'assemblage	05 minutes	02 heures
05	Pois des tuyaux	Leger	Lourd
06	prix	Diamètre intérieure 700 mm DN 700 mm PN 16 = 16.900.00 DA en HT DN 700 mm PN 20 = 18.500.00 DA en HT DN 700 mm PN 25 = 19.900.00 DA en HT	Diamètre intérieure 490 mm DN 630 mm(Ext) PN16=23.712,00 DA en HT DN 630 mm(Ext) PN20=28.552,29 DA en HT DN 630 mm(Extérieure) PN 25 (inexistant)

Selon cette comparaison faite par l'ADE, nous déduisons que des conduites en PRV seront les plus adéquates dans la projection de notre adduction.

**Figure III-3:** Conduite en PRV.

### III.6 Calcul hydraulique :

#### III.6.1 Cas gravitaire :

Dans le cas d'un système gravitaire en charge, le diamètre le plus avantageux de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible et du débit d'eau demandé. Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste acceptable.

Une faible vitesse favorisera les dépôts dans la conduite, qui peuvent être parfois très difficiles à évacuer, et l'air s'acheminera difficilement vers les points hauts.

D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation : Augmentation de la valeur du coup de bélier, risque de cavitation et nuisances sonores et enfin risque important de fuites.

La détermination du diamètre le plus avantageux sera comme suit :

Connaissant les côtes des plans d'eau des points de départ et de point d'arrivée  $Cp1$  et  $Cp2$ . En appliquant l'équation de la charge totale au point de départ, nous aurons :

$$Cp1 = Z1$$

En appliquant l'équation de la charge totale au point d'arriver, nous aurons :

$$Cp2 = Z2$$

Et :

$$\Delta H_d = Z1 - Z2 = Cp1 - Cp2$$

Avec :

$\Delta H_d$  : représente la charge disponible, tel que :  $Cp1 > Cp2$  ;

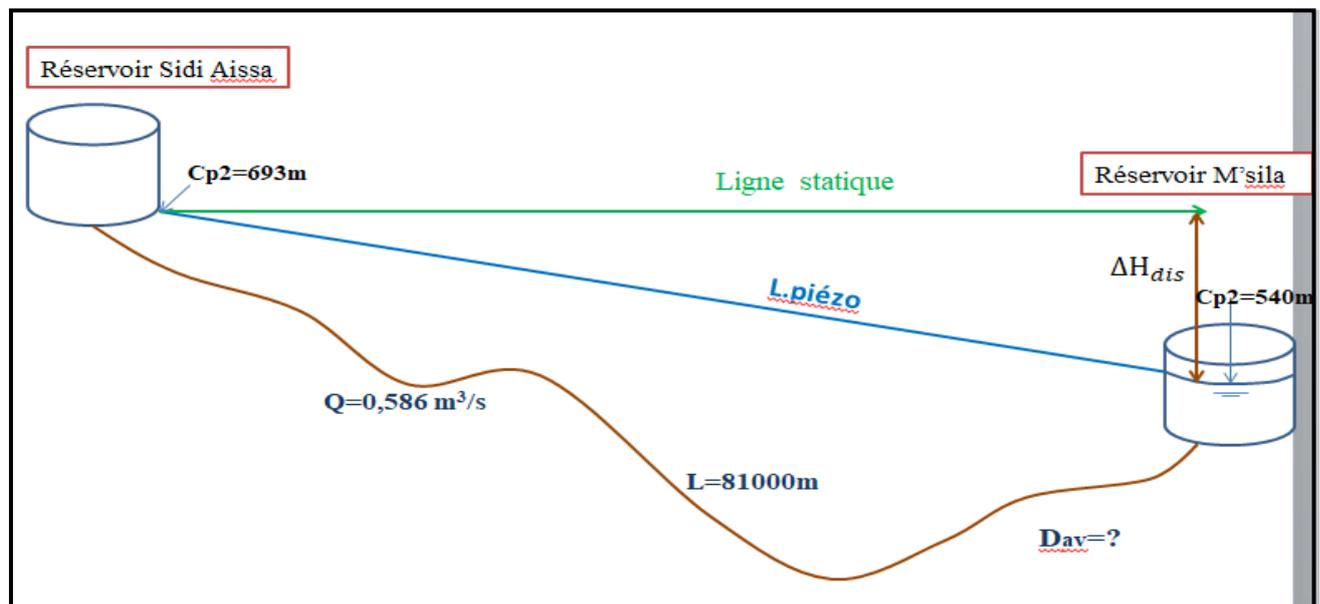


Figure III-4: Schéma de l'adduction gravitaire

Pour pouvoir calculer le diamètre avantageux il faudra accepter une hypothèse qui dit que nous devons supposer que la charge disponible soit égale à la perte de charge.

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{\lambda \times L \times V^2}{D \times 2g} \quad , \quad \text{en introduisant la formule de continuité : } Q = V \times S \quad , \quad \text{on obtient :}$$

$$\Delta H_t = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi \times D^5} \quad (\text{III-1})$$

$\lambda$  : Coefficient de frottement linéaire,  $p$  qui est obtenu par la formules suivante :

- Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \times \text{Ln} \left( \frac{\varepsilon}{D} \right)]^{-2} \quad (\text{III-2})$$

Avec :

$\varepsilon$  : Rugosité de la conduite en (mm), dans notre cas  $\varepsilon = 0.029$  mm. [15] (voir annexe III.1)

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de perte de charge :

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_{eq} \times Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III-3})$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ; (0,586  $\text{m}^3/\text{s}$  voir chapitre II)

$D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

$K'$  : Coefficient de perte de charge;

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau ;

$L_{eq}$ : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_{eq} = L_g + L_{c\varepsilon} \quad (\text{III-4})$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ; (81)

$L_{c\varepsilon}$  : Longueur équivalente due aux pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 \times \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 \times L_g = 1,15 \times 81 = 93,15 \text{ km}$$

$\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).

Nous pourrions déduire donc le diamètre calculé avantageux de la conduite gravitaire qui est :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot L_{eq} \cdot Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{III-5})$$

Selon le type de matériau les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont donnés dans le tableau III.3.

**Tableau III-3** : Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types de tuyaux.

Tuyau	$K'$	$m$	$\beta$
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

**III.7 Dimensionnement de l'adduction :**

On calcul :

$$\Delta Hd = CR1 - Ctp2 = 693 - 540 = 153m.$$

$\Delta H_d$  : La charge disponible qui est égale à la dénivelée entre la côte du réservoir de Sidi Aissa et la côte de trop plein du réservoir de M'sila.

Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H t}} = \sqrt[4,772]{\frac{0,001052 \times 93150 \times 0,586^2}{\Delta H t}} = 0,728m.$$

Donc on prend :  $700 < D_{av} < 800$  mm

On doit opter pour une adduction à deux conduites en série.

Détermination des longueurs pour chaque diamètre :

On assimilant la perte de charge totale à la charge disponible, on suppose que :

$$\Delta Hd = \Delta H t = \Delta H 1 + \Delta H 2 = \frac{K' \times L_1 \times Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' \times L_2 \times Q^\beta}{D_2^m}$$

Avec :  $L_1 + L_2 = L_{eq}$  ;  $D_1 = 800$  mm et  $D_2 = 700$  mm ;

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus :

$$\begin{cases} 0,001052 \times 0,586^2 \times \left( \frac{L_1}{0,8^{4,772}} + \frac{L_2}{0,7^{4,772}} \right) = 153m \\ L_1 + L_2 = 93150 m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_1 = 33820,43 m \\ L_2 = 59329,57 m \end{cases}$$

$$\text{D'autre part on a: } \begin{cases} L_{g1} = \frac{33820,43}{1,15} = 29409m. \\ L_{g2} = \frac{59329,57}{1,15} = 51591m. \end{cases}$$

Pour des raisons techniques, il est préférable de commencer par la conduite ayant le diamètre le plus grand.

**Tableau III-4:** Vérification des vitesses pour les diamètres normalisés :

Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)
0.586	0.700	0,385	1,522
0.586	0.800	0,502	1,167

On remarque que les deux diamètres donnent des bonnes vitesses d'écoulement.

**Tableau III-5:** Vérification des pertes de charge et la pression par les deux diamètres.

D (m)	S (m <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	ε (mm)	L (m)	λ	ΔHL	ΔHT	Cote amont (m)	Cote aval (m)	ΔH Disp (m)	Pression (m)	Cote Piézométrique d'arrivée (m)
<b>0,8</b>	0,50	0,586	<b>1,17</b>	0,029	29409	0,01013421	25,83	29,71	693,00	533,43	159,57	129,86	663,29
<b>0,7</b>	0,38	0,586	<b>1,52</b>	0,029	51591	0,01037265	90,43	104,00	533,43	540,00	153,00	19,29	559,29

Le calcul hydraulique de notre adduction est résumé dans les tableaux **Tableau III.6**, **Tableau III.7**, **Tableau III.8**, **Tableau III.9** et **Tableau III.10**

Tableau III-6: Calcul hydraulique du lot 01 (Pk00-PK25) (PN16).

Tronçon		Long (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Cot <sub>amont</sub> (m)	Cote <sub>avale</sub> (m)	$\Delta H_{disp}$ (m)	Pression (m)	Cote Piezo
<b>PN16</b>														
PK00	PK01	1000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	0,88	1,01	693,00	639,26	51,74	50,73	689,99
PK01	PK02	2000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	1,76	2,02	639,26	622,31	68,69	66,67	688,98
PK02	PK03	3000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	2,64	3,03	622,31	609,09	81,91	78,88	687,97
PK03	PK04	4000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	3,51	4,04	609,09	604,95	86,05	82,01	686,96
PK04	PK05	5000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	4,39	5,05	604,95	603,15	87,85	82,80	685,95
PK05	PK06	6000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	5,27	6,06	603,15	606,86	84,14	78,08	684,94
PK06	PK07	7000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	6,15	7,07	606,86	612,61	78,39	71,32	683,93
PK07	PK08	8000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	7,03	8,08	612,61	601,67	89,33	81,25	682,92
PK08	PK09	9000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	7,91	9,09	601,67	605,67	85,33	76,23	681,91
PK09	PK10	10000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	8,78	10,10	605,67	605,19	85,81	75,71	680,90
PK10	PK11	11000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	9,66	11,11	605,19	610,54	80,46	69,35	679,89
PK11	PK12	12000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	10,54	12,12	610,54	605,11	85,89	73,77	678,88
PK12	PK13	13000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	11,42	13,13	605,11	594,90	96,10	82,97	677,87
PK13	PK14	14000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	12,30	14,14	594,90	590,60	100,40	86,26	676,86
PK14	PK15	15000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	13,18	15,15	590,60	583,86	107,14	91,98	675,85
PK15	PK16	16000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	14,05	16,16	583,86	579,39	111,61	95,45	674,84
PK16	PK17	17000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	14,93	17,17	579,39	577,17	113,83	96,66	673,83
PK17	PK18	18000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	15,81	18,18	577,17	572,76	118,24	100,06	672,82
PK18	PK19	19000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	16,69	19,19	572,76	575,99	115,01	95,82	671,81
PK19	PK20	20000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	17,57	20,20	575,99	583,53	107,47	87,27	670,80
PK20	PK21	21000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	18,45	21,21	583,53	580,42	110,58	89,37	669,79
PK21	PK22	22000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	19,33	22,22	580,42	587,18	103,82	81,59	668,78
PK22	PK23	23000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	20,20	23,23	587,18	585,76	105,24	82,00	667,77
PK23	PK24	24000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	21,08	24,24	585,76	577,14	113,86	89,62	666,76
PK24	PK25	25000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	21,96	25,25	577,14	562,58	128,42	103,17	665,75

**Tableau III-7:** Calcul hydraulique du lot 02 (Pk25-PK29') (PN20).

Tronçon		Long (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Cot <sub>amont</sub> (m)	Cote <sub>avale</sub> (m)	$\Delta H_{disp}$ (m)	Pression (m)	Cote Piezo
<b>PN20</b>														
PK25	PK26	26000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	22,84	26,26	562,58	551,80	139,20	112,94	664,74
PK26	PK27	27000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	23,72	27,27	551,80	545,85	145,15	117,87	663,73
PK27	PK28	28000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	24,60	28,28	545,85	540,26	150,74	122,46	662,72
PK28	PK29	29000	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	25,47	29,29	540,26	533,76	157,24	127,94	661,71
PK29	PK29'	29409	0,586	0,8	0,502	1,17	0,01013421	25,83	29,71	533,76	530,02	160,98	131,27	661,29

**Tableau III-8:** Calcul hydraulique du lot 03 (Pk29'-PK44) (PN25).

Tronçon		Long (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Cot <sub>amont</sub> (m)	Cote <sub>avale</sub> (m)	$\Delta H_{disp}$ (m)	Pression (m)	Cote Piezo
<b>PN25</b>														
PK29'	PK30	30000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	26,87	30,90	530,02	525,49	165,51	134,61	660,10
PK30	PK31	31000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	28,62	32,92	525,49	519,41	171,59	138,68	658,08
PK31	PK32	32000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	30,37	34,93	519,41	513,41	177,59	142,66	656,07
PK32	PK33	33000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	32,13	36,95	513,41	510,51	180,49	143,54	654,05
PK33	PK34	34000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	33,88	38,96	510,51	504,67	186,33	147,37	652,04
PK34	PK35	35000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	35,63	40,98	504,67	500,59	190,41	149,44	650,02
PK35	PK36	36000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	37,39	42,99	500,59	496,70	194,30	151,31	648,01
PK36	PK37	37000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	39,14	45,01	496,70	492,42	198,58	153,57	645,99
PK37	PK38	38000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	40,89	47,03	492,42	487,91	203,09	156,07	643,97
PK38	PK39	39000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	42,65	49,04	487,91	484,31	206,69	157,65	641,96
PK39	PK40	40000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	44,40	51,06	484,31	482,30	208,70	157,64	639,94
PK40	PK41	41000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	46,15	53,07	482,30	480,15	210,85	157,77	637,93
PK41	PK42	42000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	47,90	55,09	480,15	479,46	211,54	156,45	635,91
PK42	PK43	43000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	49,66	57,11	479,46	475,34	215,66	158,55	633,89
PK43	PK44	44000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	51,41	59,12	475,34	474,71	216,29	157,17	631,88

**Tableau III-9:** Calcul hydraulique du lot 03 (Pk44-PK72) (PN25).

PK44	PK45	45000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	53,16	61,14	474,71	473,67	217,33	156,20	629,86
PK45	PK46	46000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	54,92	63,15	473,67	471,71	219,29	156,14	627,85
PK46	PK47	47000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	56,67	65,17	471,71	470,86	220,14	154,97	625,83
PK47	PK48	48000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	58,42	67,18	470,86	470,55	220,45	153,27	623,82
PK48	PK49	49000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	60,17	69,20	470,55	470,20	220,80	151,60	621,80
PK49	PK50	50000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	61,93	71,22	470,20	470,75	220,25	149,03	619,78
PK50	PK51	51000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	63,68	73,23	470,75	470,31	220,69	147,45	617,77
PK51	PK52	52000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	65,43	75,25	470,31	469,31	221,69	146,45	615,75
PK52	PK53	53000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	67,19	77,26	469,31	467,63	223,37	146,11	613,74
PK53	PK54	54000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	68,94	79,28	467,63	465,05	225,95	146,67	611,72
PK54	PK55	55000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	70,69	81,30	465,05	464,67	226,33	145,03	609,70
PK55	PK56	56000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	72,44	83,31	464,67	464,59	226,41	143,10	607,69
PK56	PK57	57000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	74,20	85,33	464,59	464,45	226,55	141,22	605,67
PK57	PK58	58000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	75,95	87,34	464,45	463,69	227,31	139,97	603,66
PK58	PK59	59000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	77,70	89,36	463,69	466,54	224,46	135,10	601,64
PK59	PK60	60000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	79,46	91,37	466,54	468,66	222,34	130,97	599,63
PK60	PK61	61000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	81,21	93,39	468,66	470,58	220,42	127,02	597,61
PK61	PK62	62000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	82,96	95,41	470,58	470,07	220,93	125,52	595,59
PK62	PK63	63000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	84,71	97,42	470,07	468,74	222,26	124,84	593,58
PK63	PK64	64000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	86,47	99,44	468,74	471,79	219,21	119,77	591,56
PK64	PK65	65000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	88,22	101,45	471,79	470,77	220,23	118,78	589,55
PK65	PK66	66000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	89,97	103,47	470,77	467,74	223,26	119,79	587,53
PK66	PK67	67000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	91,73	105,49	467,74	472,27	218,73	113,25	585,51
PK67	PK68	68000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	93,48	107,50	472,27	480,87	210,13	102,62	583,50
PK68	PK69	69000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	95,23	109,52	480,87	487,33	203,67	94,16	581,48
PK69	PK70	70000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	96,99	111,53	487,33	491,34	199,66	88,13	579,47
PK70	PK71	71000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	98,74	113,55	491,34	485,02	205,98	92,43	577,45
PK71	PK72	72000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	100,49	115,56	485,02	483,98	207,02	91,45	575,44

**Tableau III-10:** Calcul hydraulique du lot 03 (P72-PK81) (PN25).

PK72	PK73	73000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	102,24	117,58	483,98	476,70	214,30	96,72	573,42
PK73	PK74	74000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	104,00	119,60	476,70	480,53	210,47	90,87	571,40
PK74	PK75	75000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	105,75	121,61	480,53	492,33	198,67	77,05	569,39
PK75	PK76	76000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	107,50	123,63	492,33	492,67	198,33	74,71	567,37
PK76	PK77	77000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	109,26	125,64	492,67	499,61	191,39	65,75	565,36
PK77	PK78	78000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	111,01	127,66	499,61	502,87	188,13	60,47	563,34
PK78	PK79	79000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	112,76	129,68	502,87	514,86	176,14	46,46	561,32
PK79	PK80	80000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	114,51	131,69	514,86	537,20	153,80	22,11	559,31
PK80	PK81	81000	0,586	0,7	0,38	1,52	0,01037265	116,27	133,71	537,20	538,69	152,31	18,60	557,29

**Interprétation des tableaux :**

Lors du calcul hydraulique de notre adduction, on a remarqué que certains tronçons ont présentés des valeurs de pression statique remarquable due au profil topographique de notre adduction. Pour remédier à ça on a prévu comme solution le changement de la classe de la conduite (changement de PN : épaisseur supérieure). Le calcul été fait chaque kilomètre afin de décider progressivement quand est ce qu'il est nécessaire de changer la classe de la conduite tout en prenant en considération l'état de fonctionnement de la conduite à l'horizon d'étude.

**Conclusion :**

Après une étude détaillée, nous avons décidé de prendre en considération la variante dans laquelle le pompage peut être évité. Cependant, et pour un bon fonctionnement du réseau on a été amené à changer la classe de la conduite pour répondre aux besoins de pressions parfois élevées.

**Chapitre -V-**  
**PROTECTION DES CONDUITES**  
**CONTRE LE COUP DE BELIER**

## **V .Protection des conduites contre le coup de bélier :**

### **Introduction :**

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

### **V.1 Protection des conduites contre le coup de bélier : [6]**

#### **V.1.1 Définition :**

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire provoqué par une variation du régime d'écoulement, c'est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

#### **V.1.2 Causes du coup de bélier :**

Plusieurs causes peuvent être à l'origine du phénomène de coup de bélier. Les principales sont :

- Arrêt brusque par disjonction d'un ou plusieurs groupes électropompes ;
- Fermeture ou ouverture instantanée d'une vanne, notamment dans le cas d'une conduite à écoulement gravitaire ;
- Démarrage simultané ou séparé d'un ou de plusieurs groupes électropompes.
- Remplissage ou vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse angulaire d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge.
- Coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.
- Vibration des accessoires de contrôle comme les vannes.

#### **V.1.3 Conséquences du coup de bélier :**

En raison des valeurs très élevées par rapport à la pression de service, des dépressions et des surpressions alternatives caractérisent le coup de bélier. Celui –ci peut provoquer :

##### **V.1.3.1 Risque de forte pression (surpression) :**

Les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) des conduites, il peut y avoir fissuration de ces dernières, et dislocation des joints.

##### **V.1.3.2 Pression négative (dépression) :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression négative, soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si cette pression devient inférieure à 10 mce, il se produit une poche de cavitation. D'autres conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite, telles que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit interne de protection.

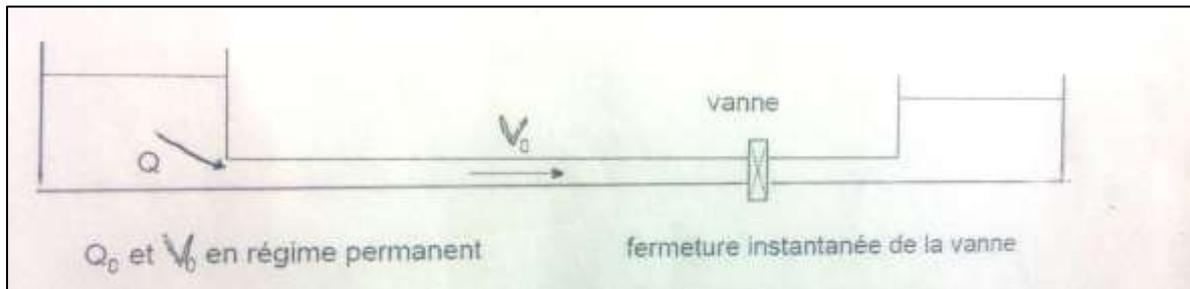
### V.1.3.3 Fatigue des conduites :

En régime transitoire, les alternances des surpressions et des dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

### V.1.4 Description des phénomènes physiques :

La fermeture brusque de la vanne engendre l'annulation de la vitesse des particules liquides du fait que ces dernières viennent buter contre cette vanne. Par conséquent, toute l'énergie cinétique du liquide se transforme en travail de déformation de la conduite (dilatation des parois) et du liquide (compressibilité du liquide). Les différentes phases de cette manœuvre brutale de la vanne se déroulent comme suit (**Figure V.2**):

On prend le cas de fermeture d'une vanne pour examiner les étapes du coup de bélier.



**Figure V-1:** fermeture instantanée de la vanne.

Source : polycopie cours AEP 2019

Lors de la fermeture brutale de la vanne, les particules liquides trouvent devant elles un obstacle infranchissable, leur énergie cinétique se transforme en énergie potentielle qui se manifeste dans la compression du liquide et la dilatation de la conduite. [7]

**Etape 1 :** Propagation très rapide jusqu'au réservoir amont (plus la conduite est rigide plus la vitesse de propagation est grande). On appelle « a » ou « C » la célérité de l'onde, « L » longueur de la conduite ( $a \gg V$ ).

L'étape 1 dure de  $t = 0$  à  $t = L/a$ .

**Etape 2:** Arrivée de l'onde au réservoir amont. La pression redevient normale, le diamètre et la masse volumique également. Le fluide se déplace dans le sens inverse du sens initial. Cette propagation dure du temps  $t = L/a$  au temps  $t = 2L/a$ .

**Etape 3 :** L'onde de pression revient vers la vanne, la conduite va alors se contracter.

**Etape 4 :** Arrivée de l'onde en dépression au réservoir amont. La pression de la conduite s'équilibre avec celle du réservoir en induisant une vitesse  $U_0$  du réservoir vers la conduite.

On retrouve alors l'état initial, l'onde de pression se recrée et se propage vers l'amont.

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de période  $4L/a$ . il se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas freiné par les pertes de charge dues au frottement de l'eau dans la conduite. [7]

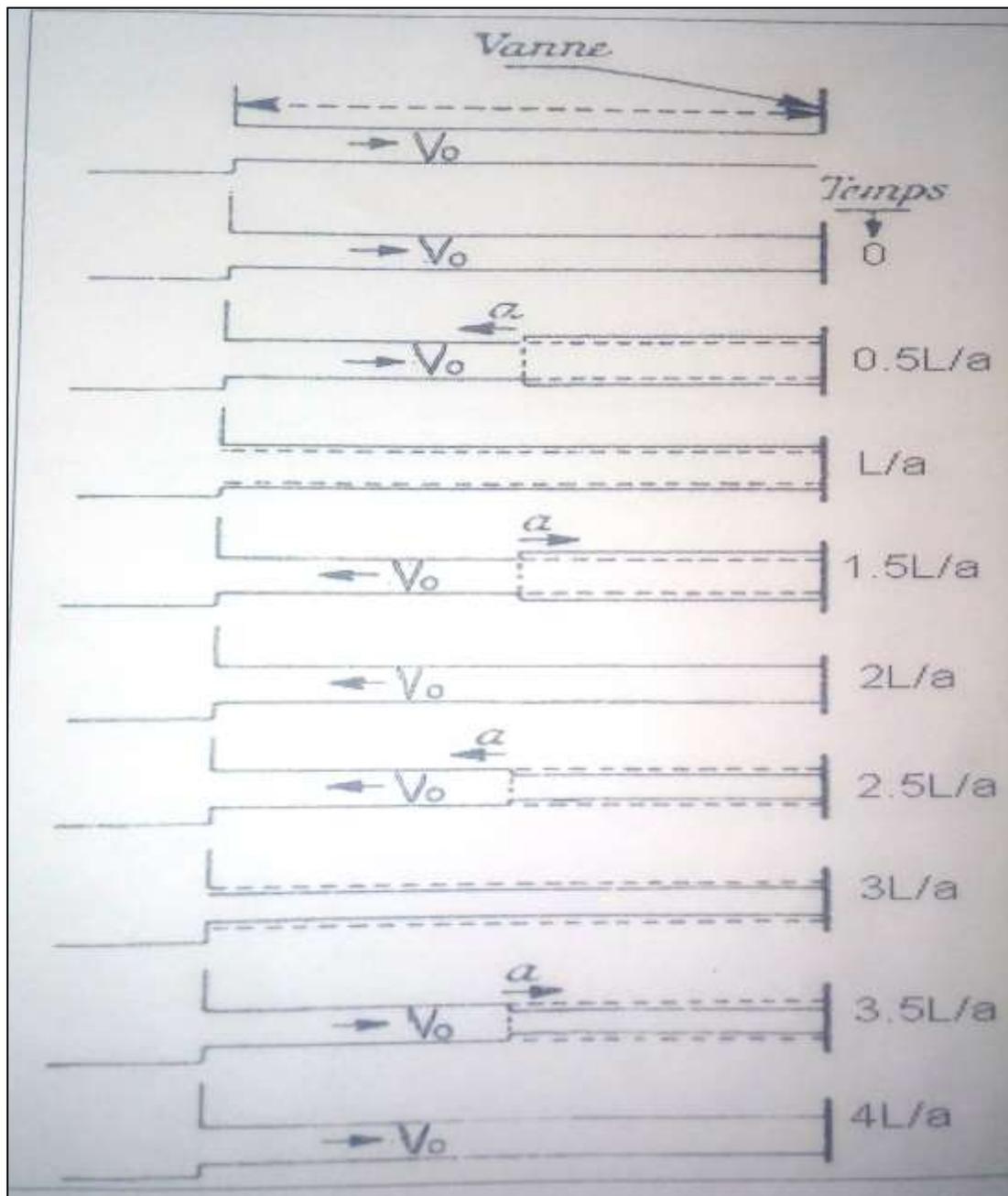


Figure V-2: Étapes d'un cycle de variation de pression. [7]

## V.2 Moyens de protection contre le coup de bélier :

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables. Toutefois, en présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques. Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression.

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques-uns :

### V.2.1 Vanne à fermeture lente :

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira.

### V.2.2 Soupape de décharge :

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à  $1,04 \div 1,1$  de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale.

L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il est important donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

### V.2.3 Cheminée d'équilibre :

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide.

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré par une disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période caractéristique du coup de bélier d'onde, s'instaure un mouvement oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse.

On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

- Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier dans la conduite forcée.
- Diminuer les surpressions dues au coup de bélier dans la galerie d'amenée.
- Amortir les oscillations importantes.
- Assurer l'alimentation de la veine liquide, en diminuant les dépressions engendrées par l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

### V.2.4 Volant d'inertie :

Le volant d'inertie est un dispositif qui contient une masse tournante liée à l'arbre de pompe, c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci. le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

## V.3 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

La seule protection des conduites gravitaires contre le phénomène du coup de bélier consiste à l'étude de la loi de fermeture des vannes (la loi de manœuvre) sur ces conduites. [8]

Pour la protection notre adduction gravitaire, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Procédure de calcul de la pression maximale supportée par la conduite en cas de coup de bélier :

### 1-Calcul de la célérité "c" :

La célérité de l'onde étant été calculée via la formule : [15] (Salah, Kettab, et Massouh 2003)

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}}$$

(V.1)

Avec :

- C : Célérité en [m/s]
- K : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,07 \cdot 10^9$  Pascal.
- $\rho$  : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$ .
- $E_m$  : module de Young du matériau de la conduite en PRV;  $E_m = 1,2 \cdot 10^{10}$  Pascal [15]
- $E_s$  : module de Young du sol ;  $E_s = 2 \cdot 10^8$  Pascal.
- $\nu_m$  : coefficient de poisson du matériau ;  $\nu_m = 0,25$  (PRV). [15]
- $\nu_s$  : coefficient de poisson du sol entourant la conduite ;  $\nu_s = 0,35$ .
- $e_m$  : Epaisseur de la conduite (m). (0,02)
- a : rayon intérieur de la conduite (m) (0,35) ;

**Tableau V-1** : Calcul de célérité d'onde de l'adduction gravitaire.

<b>K (Pa)</b> ( $\times 10^9$ )	<b><math>\rho</math></b> ( <b>Kg/m<sup>3</sup></b> )	<b><math>\nu_m</math></b>	<b><math>\nu_s</math></b>	<b>Es (Pa)</b> ( $\times 10^8$ )	<b>Em(Pa)</b> ( $\times 10^{10}$ )	<b>a</b> ( <b>m</b> )	<b><math>e_m</math></b> ( <b>m</b> )	<b>C</b> ( <b>m/s</b> )
2,07	1000	0,25	0,35	2	1,2	0,35	0,02	644,45

### 2-Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne:

$$t_r = 2L / c \quad (V.2)$$

$t_r$  : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m). ( entre la dernière vanne et le réservoir d'arrivée)

A.N :

$$t_r = \frac{2 \times 43000}{644,45} = 133,45 \text{ s} = 2,22 \text{ min.}$$

- Si  $t' \leq 2L/c$  : le coup de bélier a pour valeur maximale en mètre d'eau :  $b = CV/g$ .

- Si  $t' > 2L/c$  : le coup de bélier est moins important et a pour valeur (en mètre d'eau) :  $b = 2LV/gt'$ .

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t'} \quad (V.3)$$

On vérifie la valeur de la surpression après 43 km où on a observé une pression de service maximale de :  $P_s = 158,55 \text{ m}$ , et pour une durée de fermeture du robinet vanne de  $t' = 5 \text{ minute}$ .  
On trouve :

$$b = 44,42 \text{ m.}$$

La pression totale supportée par la conduite est la somme de la pression dans le cas normal et la surpression due au coup de bélier, alors pour éviter la fissuration de la conduite, il faut qu'elle soit inférieure à la pression nominale, dans notre cas on a prévu des conduites PN25 donc (250 m).

Dans notre cas :

$$P_{\text{après coup de bélier}} = P_i + b = 158,55 + 44,42 = 202,97 \text{ m.}$$

### **Conclusion:**

Dans ce chapitre, nous avons expliqué le phénomène du coup de bélier. Dans notre cas l'adduction est gravitaire, la protection des conduites contre le coup de bélier s'est faite par le calcul de la loi de manœuvre. Les calculs nous ont donné une durée de 5 min pour pallier aux effets du coup de bélier, et par conséquent : protéger notre adduction.

Afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à 5 min.

**Chapitre -VI-**  
**ACCESSOIRES ET PIECES**  
**SPECIALES DE L'ADDUCTION**

## VI Accessoires et pièces spéciales de l'adduction:

### Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter les accessoires complétant l'ossature et la conception d'une adduction projetée pour l'agglomération, une conduite d'adduction sans accessoires ne pourra jamais fonctionner à son rendement maximum. C'est dans ce sens que les pièces et les accessoires sont nécessairement utiles notamment pour mieux gérer un système d'alimentation en eau potable en général.

#### IV.1 Accessoires : [4]

Le long de l'adduction, différents accessoires et pièces spéciales sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction et de diamètre.
- Raccorder deux conduites.
- Soutirer les débits.
- Vidanger les canalisations.
- Purger les canalisations.
- Isoler les canalisations.

Les accessoires généralement utilisés dans un projet d'adduction sont :

##### IV.1.1 Robinets vannes :

Les robinets-vannes sont les plus utilisés car ils présentent l'avantage d'une ouverture et d'une fermeture lentes (limitation des coups de bélier): l'ouverture se fait à l'aide d'une lentille, en forme de coin, qui remonte par une vis tournant dans un écrou qui est fixé à cette lentille.

Pour définir une vanne, il est nécessaire de connaître les éléments suivants :

- Type de vanne (à opercule, à soupape, à papillon, etc...)
- La pression nominale de conception
- Le raccordement (à visser, à brides, à souder)
- La matière (en fonction du fluide, en raison de la compatibilité des matériaux)
- L'actionnement (manuel, ou motorisé)
- La norme de construction (qui définira les encombrements, le dimensionnement des brides éventuelles)

##### VI.1.1.1 Catégories des vannes :

On peut ranger les vannes dans différentes catégories, selon leurs caractéristiques :

- **par la taille** : depuis le simple petit robinet jusqu'à la très grosse vanne de régulation du débit d'arrivée d'eau dans une centrale hydroélectrique ;
- **par la fonction** : vanne régulatrice de débit, vanne de purge, vanne d'arrêt, etc. ;
- **par le principe d'obstacle au débit employé** : vanne papillon, vanne à opercule, vanne à boisseau conique, vanne à boisseau sphérique, vanne trois-voies, vanne guillotine, etc. ;
- **par le système de commande**: manuelle, électrique (on parle alors d'électrovanne), hydraulique, pneumatique, etc.

Dans notre cas on prévoit :

##### a) vanne à opercule: [14]

Les vannes opercule sont conçues pour être entièrement ouverte ou fermée. Elles sont installées dans des chambres de vannes et ne doivent pas être utilisées comme régulateur de

pression ou comme vanne de régulation. Le mouvement de rotation de la tige de manœuvre se fait dans le sens des aiguilles d'une montre pour fermer (FSH) ou dans le sens des aiguilles d'une montre pour ouvrir (FAH). Lors de la manœuvre de la vanne, l'opercule se déplace vers le haut ou vers le bas sur la partie filetée de la tige.

Les vannes opercules sont souvent utilisées lorsqu'une perte de pression minimale et un passage intégral sont nécessaires. Lorsqu'elle est complètement ouverte, une vanne à opercule classique n'offre aucune obstruction au flux limitant ainsi les pertes de charge et autorisant l'utilisation d'un racleur de conduite. Les vannes à opercule sont des vannes multi-tour, ce qui signifie que la manœuvre est effectuée au moyen d'une tige filetée. Comme la vanne doit réaliser plusieurs tours pour passer de la position ouverte à la position fermée, la manœuvre lente empêche les phénomènes transitoires tels que les coups de bélier.

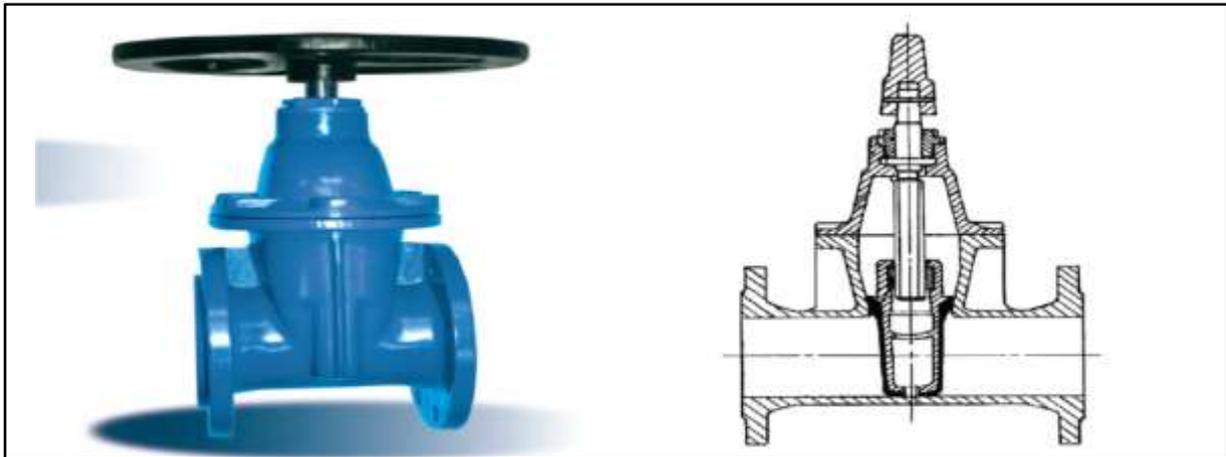


Figure VI-1: Vanne à opercule.

#### b) Les vannes d'altitude :

Les vannes d'altitude sont placées à l'entrée d'un réservoir élevé, lorsque dans ce réservoir l'eau atteint son niveau maximum. La vanne se ferme sous l'effet de la pression de l'eau et, on évite que le réservoir ne déborde.

#### c) Des vannes de décharge :

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite en campagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

#### IV.1.2 .Les ventouses :

La Nécessité d'utiliser des ventouses dans les adductions d'AEP est due au principe physique général qui veut que l'air se propage au point le plus haut (comme dans le chauffage central par exemple).

Les ventouses sont placées sur tous les **points hauts** d'une adduction.

Les ventouses sont nécessaires pour permettre l'évacuation de l'air emprisonné dans les conduites, mais aussi l'admettre dans cette dernière pour éviter sa dépression lors des incidents avec coupure de l'alimentation. [9]

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions si l'on ne prévoit pas l'entrée d'air.

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

- simple : assure le dégazage des conduites à haute pression.
- à deux orifices réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibrée. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. [4]

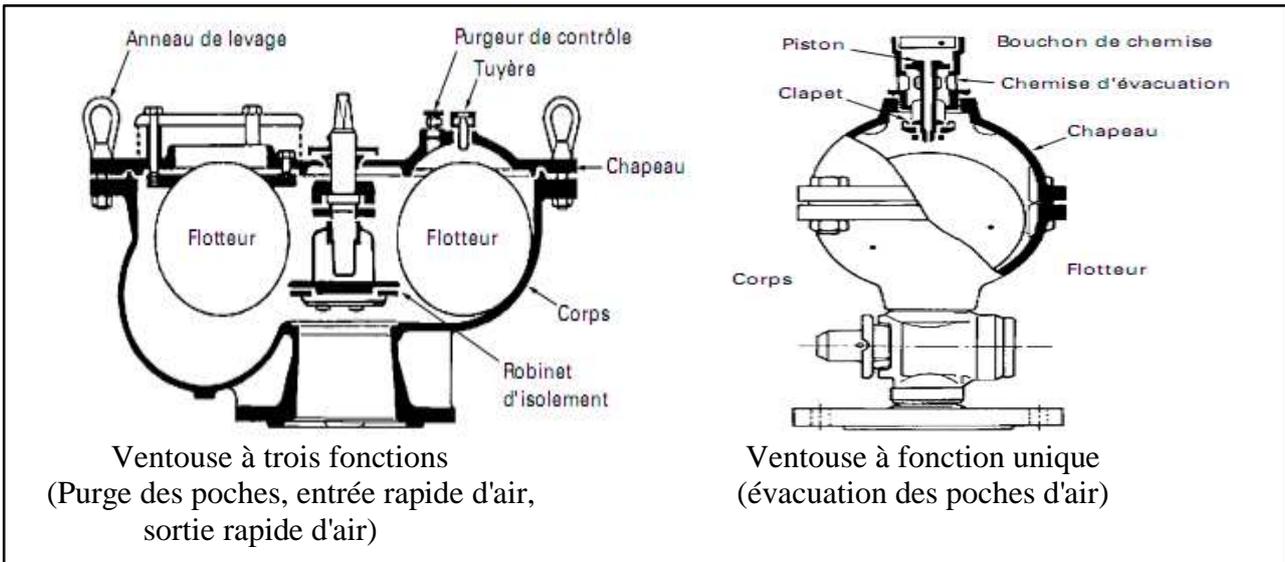


Figure VI-2: Ventouses (d'après document Pont-à-Mousson).

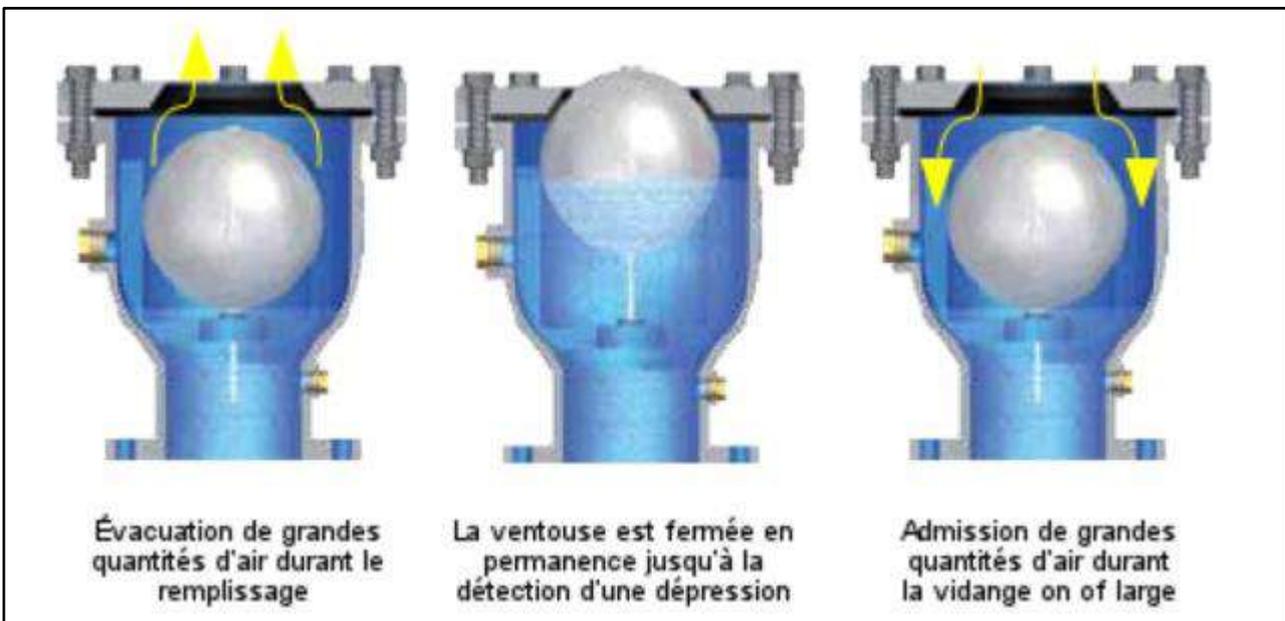


Figure VI-3: Fonctionnement de la ventouse [9]

**IV.2 Pièces spéciales :**

**IV.2.1 .By-pass : [10]**

Le terme 'vanne by-pass' s'applique à toute vanne installée sur une conduite by-pass et n'est pas utilisé pour désigner une forme de vanne ou une configuration particulière. [11]

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

#### IV.2.2 .Joints de raccordement : [12]

Les tuyaux sont assemblés par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont:

- le joint express (verrouillé ou non) ;
- le joint standard (verrouillé ou non) ;
- les joints automatiques verrouillés ;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5°.

#### IV.2.3 Organes de raccordement : [4]

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie de l'écoulement ;
- L'introduction d'un débit supplémentaire ou son soutirage dans la conduite;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

#### IV.2.4 Coude :

Les coudes sont des accessoires utiles surtout lorsque la conduite change de direction. Généralement, ils sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.



Figure VI-4: Changement de direction pour le PRV.

#### IV.2.5 Joints de démontage :

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement

et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires On les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (robinet-vannes) au niveau de certains joints.

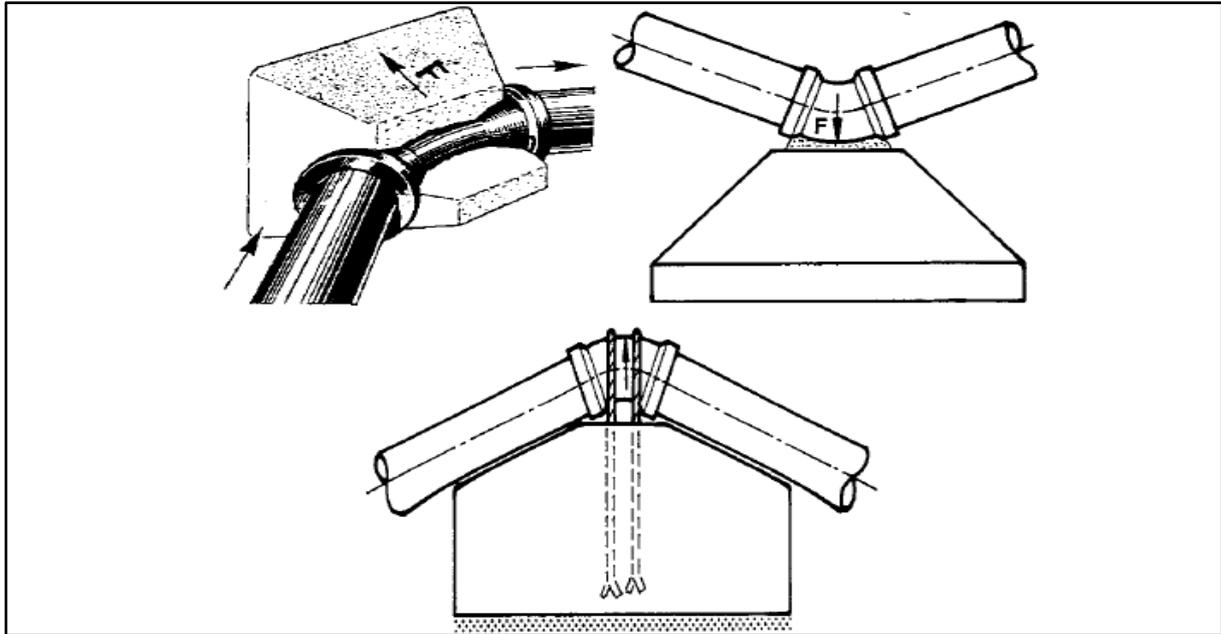


Figure VI-5: Emplacement des coudes.

**IV.2.6 Les cônes:**

Ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents, ou un appareil accessoires et une conduite, on distingue

- des cônes à 2 emboitements,
- des cônes à emboitement et bride,
- des cônes à 2 brides reliant 2 appareils,

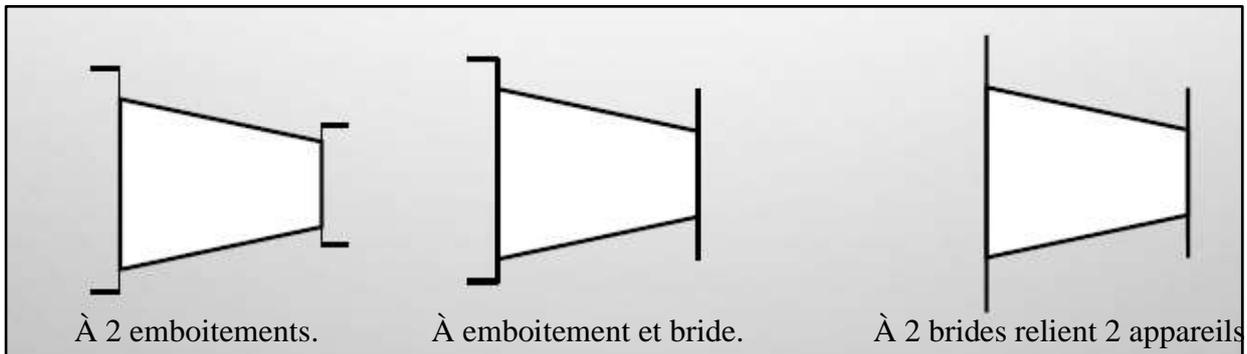


Figure VI-6: cônes.

Au niveau du changement de diamètre dans notre adduction nous plaçons un cône 800/700 .

**IV.2.7 .Tés :**

Dans notre cas les tés sont utilisés pour raccorder la ventouse à la conduite.

**Conclusion :**

Afin d'assurer un bon fonctionnement de notre adduction les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements doivent être effectués par des personnes qualifiées et compétentes. Pour assurer la longévité de ces appareils un entretien périodique et une bonne gestion sont nécessaires.

**Chapitre -VII-**  
**ORGANISATION DE CHANTIER**

## VII Organisation de chantier :

### Introduction:

L'étude de dimensionnement d'une adduction d'eau potable n'est jamais complète qu'avec une bonne réalisation de cette dernière.

Le but de ce chapitre est de déterminer les étapes nécessaires pour les bonnes réalisations et l'exécution des travaux.

### VII.1 Différents travaux à entreprendre concernant l'adduction :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

#### VII.1.1 Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces dernières seront faites par une pelle hydraulique. Les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

#### VII.1.2 Construction des regards:

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

#### VII.1.3 Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée en présence d'un bon terrain.

#### VII.1.4 Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas de difficultés au raccordement des conduites.

L'étude et la pose d'une conduite, dépend de facteurs importants pour une distribution adéquate.

Les canalisations peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

##### - Pose en terre:

La pose en terre s'effectuera dans une tranchée de largeur suffisante. Au droit du joint, on établit des élargissements de la tranchée pour faciliter le travail.

Le fond de la tranchée sera purgé des pierres et convenablement dressé. Ensuite, il sera recouvert d'un lit de pose de **0.1-0,2m** d'épaisseur bien pitonné et bien nivelé, ce lit de pose sera constitué :

- Par du gravier, dans les terres ordinaires.
- Par de la pierre cassée, qui jouera le rôle de drain Dans les terrains imperméables.
- Béton maigre, dans les parties rocheuses.

La profondeur de la tranchée doit être sensiblement constante et suffisante à la protection des conduites, d'une part, contre les variations des températures et d'autre part contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

La profondeur de la tranchée est déterminée de façon à assurer une certaine profondeur de remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. La profondeur sera calculée en fonction du diamètre :

On débute généralement ces travaux par les points les plus hauts, de façon à faciliter l'écoulement naturel et l'évacuation des eaux d'infiltration s'il y a lieu.

**- Traversées des routes:**

En raison des charges qui peuvent causer des ruptures, et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite, comme à la route, il sera prévu des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquelles les conduites seront introduites afin de les protéger contre les chocs et les vibrations.

**- Traversée de chaaba : [12]**

Comme notre adduction rencontrera ce cas nous exposerons les deux démarches possibles pour effectuer cette pose :

La pose de canalisation à la traversée d'une chaaba demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.

1- L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

2- Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs.

**- Pose de canalisation en forte pente**

La pose en pente d'une canalisation peut être faite en deux façons:

- En réalisant des massifs en béton.
- En réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

**- Croisement des conduites existantes :**

La conduite de raccordement crociera des canalisations existantes .La nouvelle conduite passe en dessous de ces canalisations, avec une distance minimum de 0.3m dans le cas d'une conduite d'AEP.

**VII.1.5 .Epreuve de joint et de la canalisation :**

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

**VII.1.6 .Remblayage des tranchées :**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

**VII.1.7 .Nivellement et compactage :**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

**VII.2 .Calcul des volumes des travaux de l'adduction :**

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement ou manuellement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 0.6 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçons successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique (**figure VII.2**).

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La largeur de la tranchée (b) ;
- La profondeur de la tranchée (Htr) ;

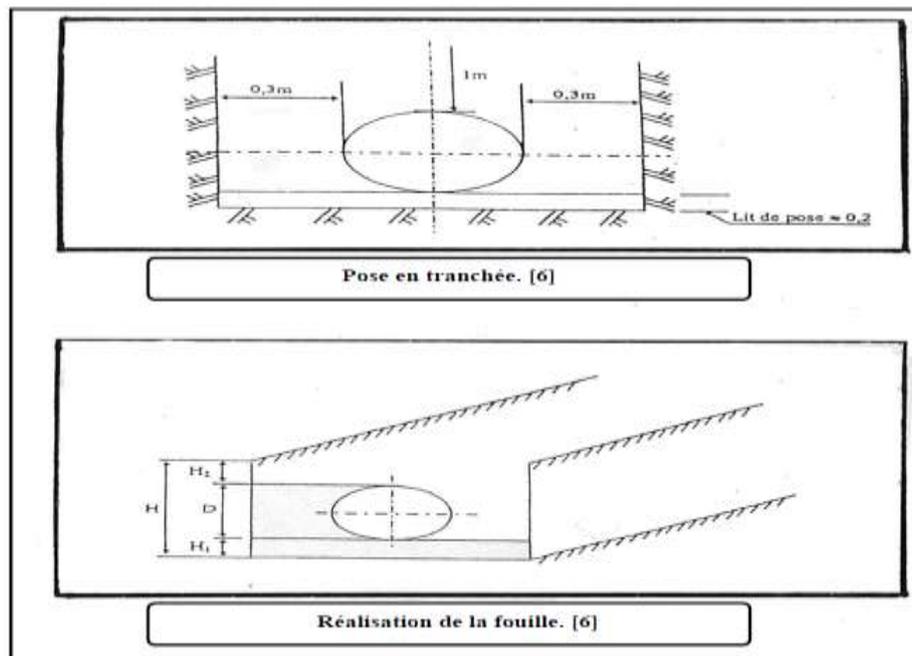
**VII.2.1 .Largeur de la tranchée :**

Elle doit être au minimum 0.60 m en plus du diamètre de la conduite pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction de ce dernier, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci. (**Figure VII.1**). La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \dots\dots\dots(\text{VII.1}).$$

Avec :

- B : largeur de la tranchée (m) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;



**Figure VII-1:** Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire.

**VII.2.2 .Profondeur de la tranchée :**

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.50 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges (**Figure VII.1**).

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$Htr = D + H1 + H2.....( VII.2).$$

Avec :

Htr : la profondeur de la tranchée (m);

H1: épaisseur de lit du pose prise égale à 0.2 m ;

H2: distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m), elle est entre 80 et 120cm ; on prend H2 = 0.9 m

D : diamètre de la conduite (mm).

$$\text{Donc : } Htr = D + 1.1$$

**VII.2.3 Section de la tranchée:**

Les sections des tranchées sont de forme rectangulaire dont l'aire est :

$$Str = Htr \times b.....( VII.3).$$

Avec :

Str : la section de tranchée (m<sup>2</sup>) ;

Htr : la profondeur de la tranchée (m) ;

b : largeur de la tranchée (m) ;

**VII.2.4 .Volume de déblai :**

Le volume de déblai (volume à excaver) est donné par la formule suivant :

$$Vd = Str \times L .....( VII.4).$$

Avec :

Vd : volume de déblai (m<sup>3</sup>) ;

Str : la section de tranchée (m<sup>2</sup>) ;

L : la longueur de la tranche (m) (la longueur de la conduite) ;

**Tableau VII-1:** calcul volume déblai

Tronçons	L totale (m)	b (m)	H <sub>tr</sub> (m)	S <sub>tr</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>déblai</sub> (m <sup>3</sup> )
700	51591	1,3	1,8	2,34	120722,94
800	29409	1,4	1,9	2,66	78227,94
<b>Total</b>					<b>198950,88</b>

**VII.2.5 . Volume du lit de sable :**

Le volume de lit de sable est comme suit :

$$Vsable = Ss \times L .....( VII.5).$$

Avec :

Ss : la section de lit de sable est égale Ss = e×b (m<sup>2</sup>) ;

L : longueur de la tranchée (m) ;

e : épaisseur de lit de sable, e = 0.2 m ;

b : largeur de la tranchée (m) ;

**VII.2.6 .Remblayage des tranchées :**

La mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement ou nous utiliserons un chargeur pour le remblayage (voir figure **FigureVII.3**), en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu).

Sachant que le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

**VII.2.6.1 .Remblai d'enrobage :**

Comprend le lit de pose, le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 10cm au-dessus de sa génératrice supérieure, peut être constitué du même matériau que celui de lit de pose. [13].

Dans notre projet pour le remblai, on réutilise les déblais d'extraction de la fouille.

**VII.2.6.2 .Remblai supérieur :**

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le maître de l'ouvrage l'autorise.

Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie et tout élément pouvant porter atteinte à la canalisation [13].

**VII.2.7 .Calcul du volume de remblai :**

Le volume de remblai est calculé par :

$$V_{\text{Remblai}} = V_{\text{déblai}} - \left[ \left( \frac{\pi D^2}{4} \times L \right) + V_{\text{sable}} \right] \dots\dots\dots(\text{VII.6}).$$

$V_{\text{déblai}}$  : volume de déblai ( $\text{m}^3$ ) ;

$V_{\text{sable}}$  : volume de lit de sable ( $\text{m}^3$ ) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

L : longueur de la conduite(m) ;

**Tableau VII-2:** calcul du volume de remblai

Tronçons	L(m)	b(m)	$S_{\text{sable}}(\text{m}^2)$	$V_{\text{sable}}(\text{m}^3)$	$V_{\text{deblai}}(\text{m}^3)$	$V_{\text{remblai}}(\text{m}^3)$
700	51591	1,3	0,26	13413,66	120722,94	87454,736
800	29409	1,4	0,28	8234,52	78227,94	55210,844
<b>Total</b>				<b>21648,18</b>	198950,88	<b>142665,58</b>

.Calcul du volume de terre à évacuer :

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{\text{évacué}} = K_f * V_{\text{déblai}} - V_{\text{remblai}}$$

-  $K_f$  : coefficient de foisonnement du sol  $K_f = 1,25$

**Tableau VII-3:** Calcul des volumes pour l'adduction

Diamètre	Surface ( $\text{m}^2$ )	Longueur r (m)	$H_{\text{tr}}$ (m)	b(m)	$V_{\text{déblai}}(\text{m}^3)$	$V_{\text{conduite}}(\text{m}^3)$	$V_{\text{sable}}(\text{m}^3)$	$V_{\text{remblai}}(\text{m}^3)$	$V_{\text{évacué}} (\text{m}^3)$
700	0,38	51591	1,8	0,26	120722,94	19854,5436	13413,66	87454,736	63448,9386
800	0,5	29409	1,9	0,28	78227,94	14782,5757	8234,52	55210,844	42574,0807
<b>Total</b>					198950,88	34637,1193	21648,18	142665,58	<b>106023,019</b>

**VII.3 .Définitions des engins de terrassement utilisés :**

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

### VII.3.1 .Pelleteuse (ou pelle hydraulique) :

La pelleteuse (appelée également pelle mécanique hydraulique ou excavatrice) est constituée d'un châssis sur chenilles ou pneus, d'une tourelle pivotante à 360°, d'un moteur hydraulique ainsi que d'un bras constitué de 3 équipements : une flèche, un balancier et un godet.

Si les travaux prévoient des déplacements importants ou sur goudron, la pelleteuse sur pneus est à privilégier, dans les autres situations, la pelleteuse sur chenille apporte plus de stabilité et de mobilité et permet d'accéder à des zones difficiles : plus les chenilles sont larges et plus la pression au sol est petite et la stabilité meilleure, par contre on augmente l'usure et l'énergie nécessaire pour les virages. Il y a donc un compromis à trouver entre les deux.

Lorsqu'elle est de petite taille, la pelleteuse est souvent appelée mini pelle. Cette dernière est plus adaptée en zone urbaine ou pour des travaux plus modestes.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.



Figure VII-2: Pelle hydraulique [13]

### VII.3.2 .Chargeur :

Le chargeur fait partie des engins de terrassement les plus utilisés. C'est un engin de chantier sur pneus muni de roues imposantes lui permettant la pratique de tous types de terrains. Sa benne de grande taille située à l'avant, aussi appelée godet, peut effectuer des mouvements verticaux et pivoter sur son axe porteur.

A noter qu'il existe des modèles sur chenilles qui apporte une meilleure stabilité dans les zones difficiles d'accès, mais la vitesse de déplacement les rend peu pratiques. Il existe également des chargeuses compactes plus adaptées en milieu urbain.

Couramment utilisé sur les chantiers de terrassement, le chargeur permet de transporter/déplacer rapidement une quantité non négligeable de matériaux d'un point à un autre.

Très largement utilisé dans les chantiers de terrassement, il permet, outre le chargement des camions, de créer, modifier, et déplacer de manière rapide des tas de terres excavées.



Figure VII-3: Pelle hydraulique [13] Source :<http://tractor.fr>

### VII.3.3 .Les bulldozers (ou boteurs) :

Le bulldozer est un tracteur monté sur chenilles ou sur pneus. Il est constitué d'une lame frontale qui peut être abaissée ou levée grâce à deux bras articulés (position basse pour le terrassement et position haute pour le transport). Cette lame est parfois inclinable par pivotement autour d'articulations horizontales.

La principale fonction de cet engin de terrassement est de pousser des matériaux par raclage du sol, par exemple pour niveler un terrain. Il est également utilisé pour pousser une décapeuse (scraper) qui permet d'extraire les matériaux du sol.

Le bulldozer et l'angledozer sont des engins commodes pour :

- Nivelier des terrains ;
- Décaper de la terre végétale ;
- Déboiser ;
- Tirer des charrues ;
- Faire du ripage.



Figure VII-4: bulldozers (Source : <http://tractor.fr>)

**VII.3.4 .Compacteur (vibrateur de sol):**

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

Les compacteurs sont utilisés pour :

- Augmenter la densité en place des sols
- Réduire la perméabilité des sols,
- Améliorer la stabilité des sols en remblais,
- Éviter une trop grande déformation des sols
- Assurer une meilleure longévité des surfaces de roulement.



**Figure VII-5:** Compacteur (Source : <http://Monolocamat38.com>)

**VII.4 Evaluation du projet :**

Cette évaluation consiste à déterminer toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet. En suite les multiplier par le prix unitaire correspondant pour aboutir au coût total du projet.

Le tableau.VII-4 montre le devis estimatif de l'établissement du système d'adduction en eau potable de notre zone d'étude.

## VII.4.1 .Devis estimatif et quantitatives des canalisations :

Tableau VII-5: Devis estimatif et quantitatives de canalisation et de l'ouvrage de stockage

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantités	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>1</b>	Terrassement				
	Déblais	m <sup>3</sup>	198950,88	300,00	59 685 264,00
	Fourniture et pose de sable fin ou tuff	m <sup>3</sup>	21648,18	1 500,00	32 472 270,00
	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	142665,58	200,00	28 533 116,14
	Remblais évacué	m <sup>3</sup>	106023,01	250,00	26 505 754,82
<b>2</b>	Canalisation et pièces spéciales de l'adduction				
	Fourniture Pose de conduite en PRV PN25 -DN 700	ML	51591	20 000,00	1031820000,00
	Fourniture Pose de conduite en PRV PN25 -DN 800	ML	4409	25 000,00	110225000,00
	Fourniture Pose de conduite en PRV PN16 -DN 800	ML	25000	20 000,00	500000000,00
	Fourniture Pose des ventouses Φ 100 pour Φ700	U	16	25 800,00	412800,00
	Fourniture Pose des ventouses Φ 100 pour Φ800	U	10	25 800,00	258000,00
	Fourniture Pose des Vanne de sectionnement Φ800	U	3	700 000,00	2100000,00
	Fourniture Pose des Vanne de sectionnement Φ700	U	6	600 000,00	3600000,00
	Fourniture Pose des Robinet de vidange Φ400 POUR CONDUITE Φ800	U	10	350 000,00	3500000,00
	Fourniture Pose des Robinet de vidange Φ400 POUR CONDUITE Φ700	U	17	350 000,00	5950000,00
<b>3</b>	Réalisation des regards de sectionnement en béton armé avec tampon en fonte série lourde avec la pose de la ventouse				
Regards	/	U	26	100 000,00	2 600 000
<b>4</b>	Réalisation des regards de sectionnement en béton armé avec tampon en fonte série lourde avec la pose du robinet de vidange				
Regards	/	U	27	80 000,00	2 160 000,00
<b>5</b>	Traversée de la route, traversée d'Oued et chaaba pour pose des canalisations				
traversée de route	U		12	200 000,00	2 400 000,00
traversée d'Oued et chaaba	U		11	200 000,00	2 200 000,00
<b>6</b>	Divers				
	Fourniture et pose de grillage avertisseur couleur bleue	ML	81000	50,00	4 050 000,00
Totale HT				1 818 472 204,96	
TVA 19 %				345 509 718,94	
<b>TOTALE TTC</b>				<b>2 163 981 923,91</b>	

**Conclusion :**

Dans notre travail, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux. Comme deuxième étape, nous avons fait le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet. Finalement, on a estimé le cout total du projet à : **2 163 981 923,91** (Deux milliards cent soixante-trois millions neuf cent quatre-vingt-un mille neuf cent vingt-trois virgule quatre-vingt-onze dinar algérien).

# **CONCLUSION GENERALE**

## **Conclusion générale**

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'adduction en vue de l'alimentation en eau potable de la de la ville de M'sila.

L'étude a été faite compte tenu des besoins en eau de cette région pour un horizon de 30 ans.

En premier lieu, la présentation de la zone d'étude avec une estimation des besoins en eau ont permis d'identification des ouvrages d'hydrauliques existants et détermination du déficit à satisfaire qui est de 50664,06 m<sup>3</sup>/j

La protection des conduites d'adduction en PRV avec changement de classe de conduite (PN16, PN20, PN25) sur un linéaire de 81 Km, était la solution la plus adéquate dans le cas de notre adduction qui est de type gravitaire avec parfois des pressions importantes.

Après détermination du volume de stockage, La projection de réservoirs s'est avérée inutile. Étant donné que l'infrastructure de stockage existante est suffisante.

Notre adduction étant de type gravitaire, sa protection contre le coup de bélier s'est faite par le calcul de la loi de manœuvre d'une vanne à fermeture lente, (temps de fermeture supérieur à 5 min).

Enfin, différents accessoires sont installés le long de l'adduction pour assurer son bon fonctionnement ; et une étude d'organisation de chantier détaillée a été réalisée pour arriver à un cout de projet adéquat.

**REFERENCES**  
**BIBLIOGRAPHIQUES**

### Références bibliographiques :

#### Bibliographiques :

[1] H. GODART « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10,16, 18, 25.

[2] Technique de l'ingénieur « Adduction et distribution d'eau »,p, C5 195-26,C5 195-27

[3] « polycopie d'Alimentation en Eau Potable des agglomérations»,  
E.N.S.H.BLIDA.2014.112p.

[4] :B.Salah (2014), Alimentation en eau potable, polycopié, ENSH, blida.

[6] **M. MEUNIER** , 1950, « les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression » Edition Dunod, Paris.

[7] polycopie cours AEP 2019.

[8]: **A DUPONT** Paris 1979 « Hydraulique urbaine », Tome II, Edition Eyrolles.

[15] : Salah, Boualem, Ahmed Kettab, et F. Massouh. 2003. « Coup De Belier Dans Un Reseau Ramifie Enterre En Refoulement ». *LARHYSS Journal P-ISSN 1112-3680/E-ISSN 2602-7828*, n° 2.

[16] : Amiblu France : Solutions durables de gestion de la ressource en eau (Systèmes de canalisation en PRV Flowtite et HOBAS pour les applications en hydro énergie et en conduites forcées)

#### Sitographiques :

[5] System, WOLF. « Réservoirs d'eau potable - Réservoirs - Réservoirs en BA - Wolf System France ». <http://www.wolfssystem.fr/Reservoirs-en-BA/Reservoirs/Reservoirs-d-eau-potable>.

[9]:« Ventouses AEP - LOKISTAGNEPAS (eau potable AEP) », 6 août 2007. <http://lokistagnepas.canalblog.com/archives/2007/08/06/5815305.html>.

[10] :«Robinet vanne Euro20 type21 NG2 FAH fermeture anti-horaire diamètre nominal 100mm PN10 CARPECB Réf. RDB10ADCH PAM - PONT A MOUSSON - Eau potable - POINT.P Travaux Publics ». Consulté le 18 avril 2019.<https://www.pointp-tp.fr/eaupotable/robinet-vanne-euro20-type21-ng2-fah-fermeture-anti-horaire-diametre-A3767675>

[11]:«Vannes by-pass | TLV - Spécialiste de la Vapeur (France) ». Consulté le 20 avril 2019. <https://www.tlv.com/global/FR/steam-theory/bypass-valves.html>.

[12] document téléchargé de: [www.spgs.be](http://www.spgs.be) site internet de : SAINT- GOBAIN PAM canalisation.

[13] :« L'ORGANISATION DU CHANTIER ». *Génie civil* (blog), 11 février 2009. [http://geniecivil-batiment.blogspot.com/2009/02/lorganisation-du-chantier\\_2245.html](http://geniecivil-batiment.blogspot.com/2009/02/lorganisation-du-chantier_2245.html).

[14] : AVK FRANCE S.A.S [En ligne]. Disponible sur: <http://www.avk.fr/fr-fr/zoom-sur/vannes-opercule/qu-est-ce-qu-une-vanne-opercule>.

# **ANNEXES**

**ANNEXE II.1 :****La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.**

Heures	Nombre d'habitants				
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	Agglomération rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1,5	3.3	3.7	1
Total	100	100	100	100	100

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

## ANNEXE III.1:

## Propriétés des tuyaux PRV :

Caractéristiques	Unité	Orientation	
		Circonférentiel	Longitudinal
Densité	kg/m <sup>3</sup>		~ 2000
Module d'élasticité en traction (à 23°C)	MPa	10000 - 15000	10000 - 12000
Résistance en traction (standard)	MPa	90 - 130	15 - 40
Résistance en traction (système verrouillé)	MPa	200	80 - 100
Contrainte en traction (à la rupture) < PN 10	%	1.2 - 1.5	0.25
Contrainte en traction (à la rupture) ≥ PN 10	%	1.8 - 2.0	1.0 - 1.4
Coefficient de Poisson	-	~ 0.3	~ 0.25
Module d'Elasticité en compression (à 23°C)	MPa	12000 - 18000	12000 - 18000
Résistance en compression	MPa	130 - 140	90 - 100
Taux de compression (à la rupture)	%	1.2 - 1.5	1.8 - 2.0
Module en flexion	MPa	10000 - 15000	-
Résistance en flexion	MPa	120 - 140	15 - 40
Contrainte en flexion (à la rupture)	%	1.6 - 2.2	1.0
Contrainte circonférentielle à la PN	%	0.2 - 0.3	-
Contrainte circonférentielle à 1,5 x PN	%	0.3 - 0.4	-
Température maximale d'utilisation	°C		≤ 40 *
Résistance chimique (gamme de pH)	pH		1 - 10 **
Coefficient de dilatation thermique	1/K		26 - 30 x 10 <sup>-6</sup>
Conductivité thermique	W/(mK)		0.5 - 1.0
Capacité thermique	J/(kgK)		1000-1400
Vitesse de propagation de l'onde	m/s		~ 450
Rugosité (selon Colebrook White) k	mm		0.01 - 0.029